21世纪全国高职高专土建系列技能型规划教材

国家精品课程『建筑结构』教改项目成果教材

高职高专『十二五』规划教材



（第2版）

建筑结构（下册）

徐锡权◎主　编



顺应高等职业教育课程改革潮流 ●

呼应建筑结构国家精品课程标准 ●

对应最新结构设计规范修校剪叶 ●

帮助你拥有与时俱进的职业能力 ●







高职高专“十二五”规划教材

21世纪全国高职高专土建系列技能型规划教材

国家精品课程“建筑结构”教改项目成果教材

建筑结构(第2版)(下册)

主　编　徐锡权

副主编　史　华　庞崇安　李颖颖

参　编　赵　军　刘相周　马方兴

主　审　王海超

北京大学出版社
PEKING UNIVERSITY PRESS

内 容 简 介

本书根据高职高专建筑工程技术等土建类专业教学改革的要求，结合2008年国家精品课程“建筑结构”的教学经验进行编写。全书采用了《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010）等国家最新实施的规范和标准。编写过程中突出对学生能力的训练，以能力训练为切入点，体现内容围绕训练项目组织，理论知识作为能力培养的补充思想；突出用现行的结构软件进行结构设计能力训练，与实际职业工作岗位接轨，体现职业能力的培养。

本书上、下册共14个模块，下册包括6个模块，主要内容包括：结构抗震能力训练、钢筋混凝土单层厂房计算能力训练、多高层钢筋混凝土房屋计算能力训练、砌体结构构件计算能力训练、钢结构构件计算能力训练和结构设计软件应用训练。同时还附有热轧不等边角钢组合截面特性表，轴心受压构件的截面分类，截面塑性发展系数 γ_x、γ_y，以及轴心受压构件的稳定系数（Q235钢）4个附录。

本书适合作为高职高专建筑工程技术专业、工程监理专业等土建施工类专业及与土建类相关的桥梁、市政、道路、水利等专业的教学用书，也可作为在职员工的岗前培训教材和成人高校函授、自学教材，还可作为工程技术人员的参考用书。

图书在版编目(CIP)数据

建筑结构. 下册/徐锡权主编. —2版. —北京：北京大学出版社，2013.6

(21世纪全国高职高专土建系列技能型规划教材)

ISBN 978-7-301-22584-4

Ⅰ.①建… Ⅱ.①徐… Ⅲ.①建筑结构—高等职业教育—教材 Ⅳ.①TU3

中国版本图书馆CIP数据核字(2013)第116879号

书　　名：建筑结构(第2版)(下册)

著作责任者：徐锡权　主编

策 划 编 辑：赖　青　杨星璐

责 任 编 辑：姜晓楠

标 准 书 号：ISBN 978-7-301-22584-4/TU・0330

出 版 发 行：北京大学出版社

地　　址：北京市海淀区成府路205号　100871

网　　址：http://www.pup.cn　　新浪官方微博:@北京大学出版社

电 子 信 箱：pup_6@163.com

电　　话：邮购部 62752015　发行部 62750672　编辑部 62750667　出版部 62754962

印　刷　者：

经　销　者：新华书店

787毫米×1092毫米　16开本　21.75印张　500千字

2010年6月第1版

2013年6月第2版　2013年6月第1次印刷(总第3次印刷)

定　　价：42.00元

第2版前言

本书第1版自2010年出版以来，受到广大读者的好评，也收到了很多宝贵意见。随着《工程结构可靠性设计统一标准》（GB 50153—2008）、《混凝土结构设计规范》（GB 50010—2010）等一系列国家标准的先后修订颁布，相关标准条文已做了调整和修改；同时随着经济建设的高速发展，高等职业教育的改革取得了新的成就。基于上述情况，结合本书第1版已发现的问题对它做一次修订，以进一步提高其质量，满足教学的需要。

本次修订的主要原则如下。

（1）保持和加强原书优点，对应国家精品课程“建筑结构”的课程标准，对模块中部分理论性推理过程和实用性不是很强的内容及案例进行了删减，同时增添了部分新内容，使教材内容更具备对实际问题进行分析和解决的指导作用。

（2）在内容上以国家最新颁布的国家标准为依据去旧更新，包括国家标准所涉及的新材料、新技术、新工艺等。主要标准包括：《工程结构可靠性设计统一标准》（GB 50153—2008）；《建筑结构荷载规范》（GB 50009—2012）；《混凝土结构设计规范》（GB 50010—2010）；《砌体结构设计规范》（GB 50003—2011）；《钢结构设计规范（送审稿）》（GB 50017—2012）；《建筑地基基础设计规范》（GB 50007—2011）；《建筑工程抗震设防分类标准》（GB 50223—2008）；《建筑抗震设计规范（附条文说明）》（GB 50011—2010）；《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ 3—2010）；《建筑结构制图标准》（GB/T 50105—2010）；《混凝土结构施工图平面整体表示方法制图规则和构造详图》（11G101）等。

（3）本书仍分14个模块，在模块内容的编排上稍微作了调整，将原模块12调整为模块8，保留了结构抗震计算基本原理部分，将抗震措施部分调整到相关结构模块中。将原一册书分为上、下两册进行编写，上册包含0～7共8个模块，下册包含8～13共6个模块，便于各学校根据教学安排进行教学和学生学习。

教学安排上，建议总学时为130～160学时，分两个学期进行。主要内容及建议课程的学时安排如下（带★的为选学内容）。

开设学期	模块序号	模块名称	参考学时
上学期	0	课程介绍	2
	1	结构设计标准	6
	2	结构材料力学性能	8
	3	钢筋混凝土受弯构件计算能力训练	16
	4	钢筋混凝土受扭构件计算能力训练	4
	5	钢筋混凝土纵向受力构件计算能力训练	16
	6	预应力混凝土结构计算能力训练	4
	7	钢筋混凝土梁板构件计算能力训练	16

续表

开设学期	模块序号	模块名称	参考学时
下学期	8	结构抗震能力训练	8
	9	钢筋混凝土单层厂房计算能力训练	4
	10	多高层钢筋混凝土房屋计算能力训练（含职业体验一）	12
	11	砌体结构构件计算能力训练（含职业体验二）	12
	12	钢结构构件计算能力训练（含职业体验三）	20
	13	结构设计软件应用训练★	30
合计			158

本次修订邀请建设企业一线人员参与编写。本书下册由日照职业技术学院徐锡权担任主编，商丘职业技术学院史华、浙江同济科技职业技术学院庞崇安、日照职业技术学院李颖颖任副主编，山东科技大学土建学院王海超教授（博士）任主审。主编徐锡权对全书进行详细统稿和定稿。下册编写工作分工如下：徐锡权编写模块9、模块12（课题1、2、6，职业体验三）、模块13（课题4）；史华编写模块11；庞崇安编写模块10；李颖颖编写模块12（课题3～5）；日照职业技术学院马方兴编写模块8；日照职业技术学院赵军编写模块13（课题1～3）；山东鼎立钢结构公司刘相周高工编写模块12（课题7）。

由于编者水平有限，书中错误及不当之处在所难免，欢迎广大读者批评指正。

编　者

2012年11月

第1版前言

本书为北京大学出版社“21世纪全国高职高专土建系列技能型规划教材”之一。根据新形势下高职高专建筑工程技术等土建类专业教学改革的要求，结合2008年国家精品课程“建筑结构”的教学经验进行编写。编写中突出能力训练，以能力训练为切入点，体现内容围绕训练项目组织，理论知识作为能力培养的补充的思想；突出用现行的结构软件进行结构设计能力训练，与实际职业工作岗位接轨，体现职业能力的培养。

本书共分14个模块，主要内容包括：课程介绍、结构设计标准、结构材料力学性能、钢筋混凝土受弯构件计算能力训练、钢筋混凝土受扭构件计算能力训练、钢筋混凝土纵向受力构件计算能力训练、预应力混凝土构件计算能力训练、钢筋混凝土梁板结构计算能力训练、钢筋混凝土单层厂房计算能力训练、多高层钢筋混凝土房屋计算能力训练、砌体结构构件计算能力训练、钢结构构件计算能力训练、结构抗震能力训练、结构设计软件应用训练。每个模块下分课题进行编写，在编写中前后贯穿了单项能力训练、综合能力训练、应用设计软件能力训练内容和职业体验的教学安排，每个模块后有模块小结、习题，建议总学时为130～160学时，分两个学期进行。

本书建议课程的学时安排如下（带★的为选学内容）。

模块序号	模块名称	参考学时
0	课程介绍	2
1	结构设计标准	2
2	结构材料力学性能	4
3	钢筋混凝土受弯构件计算能力训练	16
4	钢筋混凝土受扭构件计算能力训练	4
5	钢筋混凝土纵向受力构件计算能力训练	12
6	预应力混凝土构件计算能力训练	4
7	钢筋混凝土梁板结构计算能力训练	24
8	钢筋混凝土单层厂房计算能力训练	4
9	多高层钢筋混凝土房屋计算能力训练（含职业体验一）	10
10	砌体结构构件计算能力训练（含职业体验二）	12
11	钢结构构件计算能力训练（含职业体验三）	22
12	结构抗震能力训练	8
13	结构设计软件应用训练★	30
合　计		154

本书由日照职业技术学院的徐锡权担任主编，日照职业技术学院的周立军、商丘职业技术学院的史华、济南工程职业技术学院的刘宇、浙江同济科技职业技术学院的庞崇安担任副主编。本书编写工作分工为：徐锡权编写模块0、模块3（课题8、9）、模块4、模块8、模块11（课题1、2、6、7，职业体验三）、模块13（课题4），周立军编写模块3（课题1～7），马方兴编写模块12，王维编写模块1，赵军编写模块13（课题1、2、3），李颖颖编写模块11（课题3、4、5），刘宇编写模块5、模块6，庞崇安编写模块2、模块9，史华编写模块10，湖北水利水电职业技术学院的王中发编写模块7。全书由徐锡权负责统稿。本书由山东科技大学土建学院的王海超教授（博士）担任主审。

本书在编写过程中，参阅和引用了一些院校优秀教材的内容，吸收了国内外众多同行专家的最新研究成果，均在推荐阅读资料和参考文献中列出，在此表示感谢。由于编者水平有限，加上时间仓促，书中不妥之处在所难免，衷心地希望广大读者批评指正。

本书所配套的课程被评为2008年国家精品课程，相关课程资源可在网站http://jpkc.rzpt.cn/jpkc/index.asp/进行参考和下载。

编　者

2010年1月



CONTENTS 目录

模块8 结构抗震能力训练 …………………… 1

课题8.1 抗震基本概念 …………… 3
课题8.2 抗震设计要求 …………… 14
课题8.3 场地、地基、基础抗震设计 …………………… 18
课题8.4 底部剪力法的计算 ……… 25
课题8.5 结构抗震验算 …………… 32
本模块小结 …………………… 35
习题 …………………………… 36

模块9 钢筋混凝土单层厂房计算能力训练 ………………………… 38

课题9.1 单层厂房的计算简图与荷载计算 …………………… 39
课题9.2 单层厂房的排架内力计算 …………………… 53
课题9.3 牛腿柱及基础设计 ……… 57
本模块小结 …………………… 62
习题 …………………………… 63

模块10 多高层钢筋混凝土房屋计算能力训练 ………………………… 64

课题10.1 多层框架的类型与结构布置 …………… 66
课题10.2 计算简图与荷载的简化 ………………… 69
课题10.3 框架内力计算 ……… 74
课题10.4 侧移计算 ………… 95
课题10.5 多层框架非抗震设计 ………………… 97
课题10.6 框架房屋的抗震规定 ………………… 101
课题10.7 剪力墙结构 ………… 108
课题10.8 框架-剪力墙结构…… 115
课题10.9 识读钢筋混凝土结构施工图 ……………… 119
本模块小结 ……………………… 133
习题 …………………………… 134
职业体验一 ……………………… 136

模块11 砌体结构构件计算能力训练 … 137

课题11.1 无筋砌体受压承载力计算 ………………… 139
课题11.2 砌体局部受压承载力计算 ………………… 145
课题11.3 受拉、受弯和受剪构件的承载力计算 … 148
课题11.4 网状配筋砌体的承载力计算 ………………… 152
课题11.5 房屋的静力计算方案 ………………… 155
课题11.6 墙柱高厚比验算 …… 160
课题11.7 刚性方案房屋的计算 ………………… 166
课题11.8 多层砌体房屋的抗震规定 …………… 174
课题11.9 小型砌体构件设计 … 180
课题11.10 识读砌体结构施工图 …………… 185
本模块小结 ……………………… 189
习题 …………………………… 190
职业体验二 ……………………… 192

模块12 钢结构构件计算能力训练 … 193

课题12.1 焊接连接计算 ……… 194
课题12.2 螺栓连接计算 ……… 213
课题12.3 轴心压杆 ………… 223
课题12.4 受弯构件 ………… 232
课题12.5 拉压弯构件 ……… 245
课题12.6 普通钢屋架 ……… 249

课题 12.7　识读钢结构施工图 …… 264
本模块小结 …… 268
习题 …… 268
职业体验三 …… 270

模块 13　结构设计软件应用训练 …… 272

课题 13.1　PKPM 结构设计软件简介 …… 274
课题 13.2　钢筋混凝土多层框架结构设计快速入门 …… 287
课题 13.3　砌体结构设计快速入门 …… 298
课题 13.4　门式刚架设计快速入门 …… 305
本模块小结 …… 316
综合实训 …… 316

附录 D　热轧不等边角钢组合截面特性表 …… 319

附录 E　轴心受压构件的截面分类 …… 322

附录 F　截面塑性发展系数 γ_x、γ_y …… 324

附录 G　轴心受压构件的稳定系数（Q235 钢） …… 325

参考文献 …… 328

模块 8

结构抗震能力训练

教学目标

能力目标：能理解抗震基本概念；能理解建筑抗震概念设计；能进行建筑场地类别的划分；能进行天然地基抗震承载力验算；能利用底部剪力法进行水平地震作用的计算。

知识目标：掌握建筑结构抗震的基本知识；熟悉建筑抗震概念设计；了解场地、地基、基础的抗震设计；掌握用底部剪力法计算水平地震的作用。

态度养成目标：培养严肃认真的学习态度，严谨的结构计算习惯，激发学习结构抗震知识的兴趣。

教学要求

知识要点	能力要求	相关知识	所占分值（100 分）
抗震基本概念	能理解抗震基本概念	地震分类，地震波、震级及烈度的概念，地震动、抗震设防目标、分类、标准等	30
抗震设计要求	理解建筑抗震概念设计的含义；了解建筑抗震的一些具体要求	建筑抗震概念设计	10
场地、地基、基础抗震设计	熟悉建筑场地类别的划分；能进行天然地基抗震承载力验算	等效剪切波速、覆盖层厚度、液化等级、地基承载力修正	30

续表

知识要点	能力要求	相关知识	所占分值（100分）
底部剪力法的计算	能利用底部剪力法进行水平地震作用的计算	质点体系及其自由度、自振周期、重力荷载代表值、设计反应谱、水平地震影响系数等	20
结构抗震验算	能理解抗震承载力、抗震变形验算公式各符号的含义	结构构件截面抗震承载力验算、结构抗震变形验算	10

引 例

当大地震发生后，建筑物和周围地面一般会出现哪些变化呢？不同的建筑物受到地震的作用，其破坏结果是不是一样呢？

在“5.12”汶川大地震发生后，人们发现了一些现象：图8.1所示为地震发生后，马路边出现巨大的地裂缝；图8.2所示为山体发生了大面积的滑坡；图8.3所示为多层砌体结构房屋完全倒塌；图8.4所示为多层钢筋混凝土框架房屋发生部分倒塌。


图8.1 地裂缝


图8.2 山体滑坡


图8.3 多层砌体结构房屋完全倒塌


图8.4 框架房屋发生部分倒塌

总结起来，地震灾害可分为原生灾害和次生灾害。其中原生灾害是指由地震直接产生的灾害，它造成地面、房屋、道路、桥梁破坏，人员伤亡；次生灾害，即由原生灾害导致的灾害，它引发火灾、水灾、爆炸、溢毒、细菌蔓延和海啸等。

其中地震造成地面及房屋破坏主要有以下现象。

1. 地面破坏现象

(1) 地裂缝。按成因不同，分为构造性地裂缝和非构造性地裂缝。构造性地裂缝是发震断裂带附近地表的错动，当断裂露出地表时即形成地裂缝，它多出现在强震时宏观震中附近。非构造性地裂缝也称重力地裂缝，受地形、地貌、土质等条件限制，分布极广，多发生在河岸、古河道、道路等地方。

(2) 喷砂冒水。在地下水位较高、砂层或粉土层较浅的地区，强震使砂土液化，地下水夹带砂土经地面裂缝或土质松软部位冒出地面，即形成喷砂冒水现象。严重时会引起地面不均匀沉陷和开裂，对建筑物造成危害。

(3) 震陷。软弱土(如淤泥、淤泥质土等)地基或地面，在强震作用下往往会引起下沉或不均匀下沉，即震陷。

(4) 滑坡。在强震作用下，常引起陡坡及河岸滑坡。大面积土体滑坡会切断公路、冲毁房屋和桥梁。

2. 房屋结构破坏

(1) 地基失效引起破坏。震害表明，地裂缝、砂土液化、滑坡及震陷等，将使地基承载力下降、不均匀沉降及开裂，从而导致上部结构构件裂损、房屋整体倾斜甚至倒塌。

(2) 上部结构受振动破坏。强震时，地面运动引起房屋上部结构振动，产生惯性力，使结构内力及变形剧增，从而导致上部结构破坏，包括由于构件承载力不足或变形过大的破坏，以及由于房屋结构布置及构造不合理各结构构件之间连接不牢靠、结构整体性差而造成的破坏。

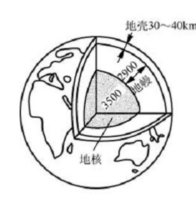
地震是地球内部介质局部发生急剧破裂，产生的震波在一定范围内引起地面震动的现象。地震具有突发性强、作用时间短和破坏性大的特点，而目前的地震预报水平有限，尚不能做出准确的临时预报。因此对建筑物进行有效的抗震设防和抗震设计是防震减灾的关键工作。本模块就抗震设防和抗震设计等内容进行讲解。

课题 8.1 抗震基本概念

8.1.1 地震的分类

1. 地球的构造

地球是一个近似于球体的椭球体，平均半径约为6370km，赤道半径约为6378km，两极半径约为6357km。地球内部可分为三大部分：地壳、地幔和地核。地壳与地幔的分界面称为莫霍面，地幔与地核的分界面称为古登堡面，如图8.5所示。



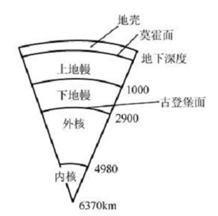


图 8.5 地球的构造

2. 地震成因及分类

(1) 地震按其产生原因，主要分为火山地震、陷落地震、构造地震和诱发地震。

火山地震是因为火山爆发所导致的地面震动；陷落地震是由于溶洞或采空区等塌陷所引起的地面震动；构造地震是由于地壳构造运动使岩层发生断裂、错动而引起的地面震动。地球内部不停地运动，在它的运动过程中始终存在巨大的能量，这种能量使得地壳不断地产生变形和褶皱，当能量的积聚超过地壳薄弱处岩层的承受能力时，该处岩层就会发生突然断裂和猛烈的错动来释放能量，并以波的形式传到地面，形成构造地震。诱发地震是由于水库蓄水、注液、地下抽液、采矿、工业爆破、核爆炸等活动引起的地面震动。

各类型地震中，构造地震分布最广，危害极大，发生次数最多。其他地震发生的概率很小，且危害影响也小。在地震工程学中主要的研究对象是构造地震。在建筑抗震设防中所指的地震就是构造地震。

(2) 根据地震发生的部位，可将其划分为浅源地震、中源地震和深源地震。

浅源地震震源深度小于 60km，中源地震震源深度为 60～300km，深源地震震源深度大于 300km。一般情况下，震源深度越小，地震对地面造成的破坏性越大。据统计，世界上发生的地震绝大多数属于浅源地震。

3. 地震术语

如图 8.6 所示，地震发生时岩层断裂或错动产生振动的部位称为震源；震源至地面的垂直距离称为震源深度；震源在地表的垂直投影点称为震中；地震发生时震动和破坏最大的地区称为震中区；受地震影响地区至震中的距离称为震中距；在同一地震中，具有相同地震烈度地点的连线称为等震线。

4. 地震序列

一般把一次强震发生前后一定时间内(几天、几个月或几年)发生的大大小小地震按时间排列起来称为一个地震序列，并根据各个地震序列中大小地震比例关系、能量释放特征等，将地震序列划分为主震型、震群型和孤立型(单发型)等三个类型。主震型的最大特点是主震震级突出，主震和最大前震、最大余震的震级相差显著。主震的震级高，释放的能量占全地震序列的 90%以上。震群型的最大特点是没有突出的主震，主要能量是通过多次震级相近的地震释放出来的；前震、余震和主震震级较接近，一般相差在 1 级以内。孤立型的主要特点是前震和余震少而小，且与主震震级相差极大。

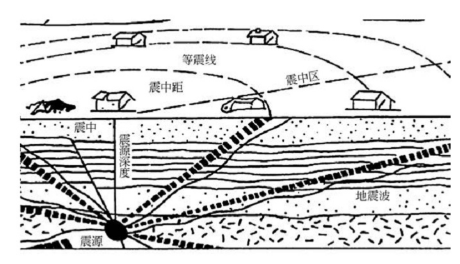


图 8.6 地震术语示意图

8.1.2 地震波

地震波是由地震震源发出的在地球介质中传播的弹性波。地震发生时，震源区的介质发生急速的破裂和运动，这种扰动构成一个波源。由于地球介质的连续性，这种波动就向地球内部及表层各处传播开去，形成了连续介质中的弹性波。在莫霍面和古登堡面地震波速度发生突变。

根据传播方式的不同，地震波可分为两种类型：体波和面波，下面分别介绍这两种波的特点。

体波是在地球内部传播的地震波，根据介质质点振动方向与波传播方向的不同，体波又可分为纵波和横波，如图 8.7 所示。当质点的振动方向与波的传播方向一致时称为纵波，又称 P 波。纵波是推进波，地壳中传播速度为 5.5 ～7km/s，最先到达震中，它使地面发生上下振动，破坏性较弱。纵波的特点是周期短、振幅小。当质点的振动方向与波的前进方向垂直时称为横波，又称 S 波。横波是剪切波，在地壳中的传播速度为 3.2～4.0km/s，第二个到达震中，它使地面发生前后、左右抖动，破坏性较强。横波一般周期较长、振幅较大。

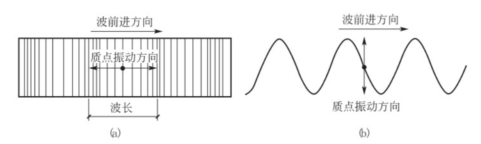


图 8.7 体波质点振动形式

（a）纵波；（b）横波

面波是沿地表或地壳不同地质层界面传播的波，面波是体波经地层界面多次反射、折射所形成的次生波。根据介质质点振动方向与波传播方向的不同，面波又可分为瑞利波和乐夫波。瑞利波又称为 R 波，传播时，质点在波的传播方向和地表面法向所组成的平面内做与波前进方向相反的椭圆运动，在地面上表现为滚动形式，如图 8.8(a)所示。乐夫波又称为 L 波，传播时，质点在地平面内产生与波前进方向相垂直的运动，在地面上表现为蛇

形运动，如图 8.8(b)所示。面波周期长、振幅大、衰减慢，故能传播到很远的地方，使建筑物既产生上下颠簸又产生左右摇晃，是造成建筑物强烈破坏的主要因素。

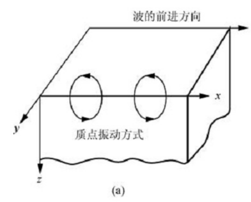


图 8.8　面波质点振动形式

(a) R 波；(b) L 波

纵波传播速度最快，横波次之，面波最慢。所以在一般地震波记录图上，纵波最先到达，横波次之，面波到达最晚，如图 8.9 所示。

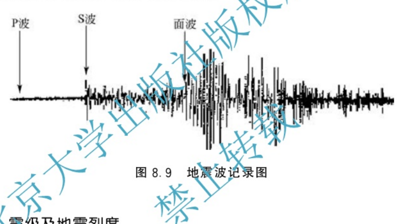


图 8.9　地震波记录图

8.1.3　地震动、震级及地震烈度

1. 地震动

由地震波传播所引发的地面振动，称为地震动。研究表明，就建筑结构抗震设计而言，地震地面运动的一般特征可用地面运动最大加速度、地面运动周期特性和强震的持续时间三个参数来描述。

1) 最大加速度

强震时作用于结构的地震力是一种惯性力，其值主要取决于地面运动的最大加速度，所以地面运动最大加速度是地震地面运动的重要特征参数。另外，地面运动最大加速度也可视为表示地面震动强弱程度的量。实测与研究表明，地震烈度与地面运动最大加速度之间一般存在某种对应关系，所以我国地震烈度表已采用地面运动最大加速度作为地震烈度的参考物理指标。

地面运动最大加速度无疑与震害有密切关系。一般来说，地面运动最大加速度值增大，则地面建筑震害加重。

2) 周期特性

地震地面运动的周期特性对结构地震反应具有重要的影响。任何建筑物都有其自振周期，假若地震地面运动周期以长周期为主，则它将引起长周期柔性建筑物的强烈地震反

应；反之，若地震地面运动周期特性以短周期为主，则它对短周期刚性建筑物的危害大。这就是所谓的共振效应。地震地面运动的周期特性，一般可用地震加速度反应谱峰点周期来表示。一般认为，加速度反应谱曲线最高峰点所对应的周期为地震动卓越周期（最大周期）；有时也将相对较高的几个峰点所对应的周期都称为地震动卓越周期。

3）强震的持续时间

地震地面运动的强震持续时间对建筑物的破坏程度有较大的影响。地面运动特征参数与震害的对比研究表明，在同等地面运动最大加速度的情况下，当强震的持续时间短，则该地点的地震烈度低，建筑物的地震破坏轻；反之，当强震的持续时间长，则该地点的地震烈度高，建筑物的地震破坏重。

2. 震级

地震震级是衡量一次地震释放能量大小的尺度，国际上常用里氏震级（M）表示。里氏震级的定义为：在离震中100km处的坚硬地面上，由标准地震仪（摆的自振周期为0.8s，阻尼为0.8，放大倍数为2800倍）所记录的最大水平位移A（单位为μm）的常用对数值，用公式表示为

$$M = \lg A \tag{8.1}$$

利用震级可以估计一次地震所释放的能量，震级与地震释放的能量之间有如下关系：

$$\lg E = 1.5M + 11.8 \tag{8.2}$$

式中：E——地震释放的能量，单位为尔格（erg），$1\text{erg}=10^{-7}\text{J}$。

由式(8.2)可以得到，震级每增加一级，地震释放的能量约增大32倍。根据震级M的大小，可以将地震分为以下几类：$M<2$的地震称为微震，人们感觉不到；$M=2\sim4$的地震称为有感地震，人们能够感觉到；$M>5$的地震称为破坏性地震，建筑物有不同程度的破坏；$M=7\sim8$的地震称为强烈地震或大地震，建筑物会造成很大的破坏；$M>8$的地震称为特大地震，建筑物会造成严重的破坏。

3. 地震烈度

地震烈度指地震引起的地面震动及其影响的强弱程度。地震烈度表是评定烈度大小的尺度和标准，主要根据地震时人的感觉、器物的反应、建筑物破损程度和地貌变化特征等宏观现象综合判定划分所形成的表格。目前我国和世界上绝大多数国家采用的是划分为12度的烈度表，如表8-1所示，欧洲一些国家采用划分为10度的烈度表，日本则采用划分为8度的烈度表。地震烈度分为12等级，分别用罗马数字Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ、Ⅴ、Ⅵ、Ⅶ、Ⅷ、Ⅸ、Ⅹ、Ⅺ和Ⅻ表示。

表8-1 中国地震烈度表（GB/T 17742—2008）

地震烈度	人的感觉	房屋震害			其他震害现象	水平向地震动参数	
		类型	震害程度	平均震害指数		峰值加速度/(m/s²)	峰值速度/(m/s)
Ⅰ	无感	—	—	—	—	—	—
Ⅱ	室内个别静止中的人有感觉	—	—	—	—	—	—

续表

地震烈度	人的感觉	房屋震害			其他震害现象	水平向地震动参数	
		类型	震害程度	平均震害指数		峰值加速度/(m/s²)	峰值速度/(m/s)
Ⅲ	室内少数静止中的人有感觉	—	门、窗轻微作响	—	悬挂物微动	—	—
Ⅳ	室内多数人、室外少数人有感觉，少数人梦中惊醒	—	门、窗作响	—	悬挂物明显摆动，器皿作响	—	—
Ⅴ	室内绝大多数、室外多数人有感觉，多数人梦中惊醒	—	门窗、屋顶、屋架颤动作响，灰土掉落，个别房屋墙体抹灰出现细微裂缝，个别屋顶烟囱掉砖	—	悬挂物大幅度晃动，不稳定器物摇动或翻倒	0.31（0.22～0.44）	0.03（0.02～0.04）
Ⅵ	多数人站立不稳，少数人惊逃户外	A	少数中等破坏，多数轻微破坏和/或基本完好	0.00～0.11	家具和物品移动；河岸和松软土出现裂缝，饱和砂层出现喷砂冒水；个别独立砖烟囱轻度裂缝	0.63（0.45～0.89）	0.06（0.05～0.09）
		B	个别中等破坏，少数轻微破坏，多数基本完好				
		C	个别轻微破坏，大多数基本完好	0.00～0.08			
Ⅶ	大多数人惊逃户外，骑自行车的人有感觉，行驶中的汽车驾乘人员有感觉	A	少数毁坏和/或严重破坏，多数中等破坏和/或轻微破坏	0.09～0.31	物体从架子上掉落；河岸出现塌方，饱和砂层常见喷水冒砂，松软土地上地裂缝较多；大多数独立砖烟囱中等破坏	1.25（0.90～1.77）	0.13（0.10～0.18）
		B	少数中等破坏，多数轻微破坏和/或基本完好				
		C	少数中等和/或轻微破坏，多数基本完好	0.07～0.22			
Ⅷ	多数人摇晃颠簸，行走困难	A	少数毁坏，多数严重和/或中等破坏	0.29～0.51	干硬土上亦出现裂缝，饱和砂层绝大多数喷砂冒水；大多数独立砖烟囱严重破坏	2.50（1.78～3.53）	0.25（0.19～0.35）
		B	个别毁坏，少数严重破坏，多数中等和/或轻微破坏				
		C	少数严重和/或中等破坏，多数轻微破坏	0.20～0.40			

续表

<table>
<tr><th rowspan="2">地震烈度</th><th rowspan="2">人的感觉</th><th colspan="3">房屋震害</th><th rowspan="2">其他震害现象</th><th colspan="2">水平向地震动参数</th></tr>
<tr><th>类型</th><th>震害程度</th><th>平均震害指数</th><th>峰值加速度/(m/s^2)</th><th>峰值速度/(m/s)</th></tr>
<tr><td rowspan="3">Ⅸ</td><td rowspan="3">行动的人摔倒</td><td>A</td><td>多数严重破坏或/和毁坏</td><td rowspan="2">0.49～0.71</td><td rowspan="3">干硬土上多处出现裂缝，可见基岩裂缝、错动，滑坡、塌方常见；独立砖烟囱多数倒塌</td><td rowspan="3">5.00
(3.54～7.07)</td><td rowspan="3">0.50
(0.36～0.71)</td></tr>
<tr><td>B</td><td>少数毁坏，多数严重和/或中等破坏</td></tr>
<tr><td>C</td><td>少数毁坏和/或严重破坏，多数中等和/或轻微破坏</td><td>0.38～0.60</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Ⅹ</td><td rowspan="3">骑自行车的人会摔倒，处于不稳状态的人会摔离原地，有抛起感</td><td>A</td><td>绝大多数毁坏</td><td rowspan="2">0.69～0.91</td><td rowspan="3">山崩和地震断裂出现，基岩上拱桥破坏；大多数独立砖烟囱从根部破坏或倒毁</td><td rowspan="3">10.00
(7.08～14.14)</td><td rowspan="3">1.00
(0.72～1.41)</td></tr>
<tr><td>B</td><td>大多数毁坏</td></tr>
<tr><td>C</td><td>多数毁坏和/或严重破坏</td><td>0.58～0.80</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Ⅺ</td><td rowspan="3">—</td><td>A</td><td rowspan="3">绝大多数毁坏</td><td rowspan="2">0.89～1.00</td><td rowspan="3">地震断裂延续很长；大量山崩滑坡</td><td rowspan="3">—</td><td rowspan="3">—</td></tr>
<tr><td>B</td></tr>
<tr><td>C</td><td>0.78～1.00</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Ⅻ</td><td rowspan="3">—</td><td>A</td><td rowspan="3">几乎全部毁坏</td><td rowspan="3">1.00</td><td rowspan="3">地面剧烈变化，山河改观</td><td rowspan="3">—</td><td rowspan="3">—</td></tr>
<tr><td>B</td></tr>
<tr><td>C</td></tr>
</table>

注：(1) 表中给出的“峰值加速度”和“峰值速度”是参考值，括号内给出的是变动范围。

(2) 表中的数量词：“个别”为10%以下；“少数”为10%～45%；“多数”为40%～70%；“大多数”为60%～90%；“普遍”为80%以上。

对于一次地震，表示地震大小的震级只有一个，但它对不同的地点影响程度不同。一般地，震级越大，震中的烈度越高；离震中越远，受地震影响就越小，烈度也就越低。震中烈度与地震震级的大致关系如表8-2所示。

表8-2 震中烈度与地震震级的大致关系

震级 M	2	3	4	5	6	7	8	8以上
震中烈度 I_0	1～2	3	4～5	6～7	7～8	9～10	11	12

特别提示

同一次地震只有一个震级，但不同地区烈度不同，所以有多个烈度。

4. 基本烈度与地震区划

(1) 基本烈度：强烈地震是一种破坏作用很大的自然灾害，它的发生具有很大的随机性。因此，《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)采用概率的方法，预测某地区在未来一定时间内可能发生的地震最大烈度。根据地震发生的概率频度，将地震烈度分为众值烈度、基本烈度和罕遇烈度三种，分别简称“小震”、“中震”和“大震”。

基本烈度，又称中震烈度或偶遇烈度，是指一个地区在一定时期(我国取 50 年)内在一般场地条件下按一定的概率(我国取 10%)可能遭遇到的最大地震烈度，如图 8.10 所示。基本烈度为第二水准烈度，是一个地区进行抗震设防的依据。

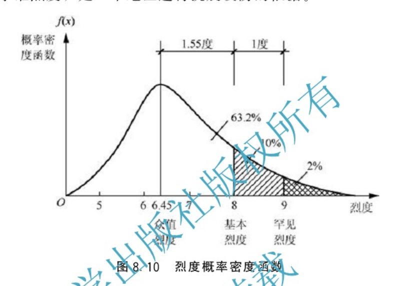


图 8.10 烈度概率密度函数

小震是发生机会较多的地震，取烈度概率密度函数曲线上的峰值(众值烈度)对应的超越概率 63.2%的地震烈度，称为小震烈度，又称众值烈度或多遇烈度，为第一水准烈度，对应的地震称为多遇地震。

当超越概率为 2%～3%所对应的地震烈度，称为大震烈度，又称罕遇地震烈度，为第三水准烈度，对应的地震称为罕遇地震。根据我国对地震危险性的统计分析得到：基本烈度比众值烈度高约 1.55 度，而罕遇地震比基本烈度高约 1 度。

(2) 地震区划：依据地质构造、历史地震规律、强震观测资料，采用地震危险性分析的方法，计算出每一地区在未来一定时限内关于某一烈度的超越概率，将国土划分为不同基本烈度所覆盖的区域。据此绘出的图简称为地震烈度区划图。我国编制的《中国地震烈度区划图》上所标示的地震烈度采用基本烈度。

(3) 地震动参数区划图：以地震动参数(以加速度表示地震作用强弱程度)为指标，将全国划分为不同抗震设防要求区域的图件。国家地震局颁布的《中国地震动参数区划图》给出了全国各地的设计基本地震加速度值，供全国建筑规划和中小型工程设计应用。设计基本地震加速度是指 50 年设计基准期超越概率为 10%的地震加速度的设计取值，取基本烈度对应的地震加速度。

8.1.4 建筑抗震设防

1. 抗震设防的目的

抗震设防的基本目的是在一定的经济条件下，最大限度地限制和减轻建筑物的地震破坏，避免人员伤亡，减少经济损失。

2. 抗震设防烈度

按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。一般情况，取50年内超越概率10%的地震烈度。《建筑抗震设计规范》规定，抗震设防烈度为6度及以上地区的建筑，必须进行抗震设计。

抗震设防烈度必须按国家规定的权限审批、颁发的文件(图件)确定。一般情况下，抗震设防烈度可采用中国地震动参数区划图的地震基本烈度(或与《建筑抗震设计规范》设计基本地震加速度值对应的烈度值)。抗震设防烈度与设计基本地震加速度的对应关系如表8-3所示。

表8-3 抗震设防烈度与设计基本地震加速度对应关系

抗震设防烈度	6	7	8	9
设计基本地震加速度	0.05g	0.10g(0.15g)	0.20g(0.30g)	0.40g

注：(1) g 为重力加速度。

(2) 设计基本地震加速度为0.15g和0.30g地区内的建筑，除规范另有规定外，应分别按抗震设防烈度7度和8度的要求进行抗震设计。

(3) 设计基本地震加速度是指50年设计基准期超越概率10%的地震加速度的设计取值。

3. 地震影响

建筑物所在地区遭受的地震影响，应采用相应于设防烈度的设计基本地震加速度和特征周期表征。当建筑物所在地区遭受的地震影响来自本设防烈度区或比该地区设防烈度大1度地区的地震时，称为设计近震；当建筑物所在地区遭受的地震影响可能来自设防烈度比该地区设防烈度大2度或2度以上地区的地震时，称为设计远震。理论分析和震害表明，震中距不同，不同的地震(震级或震中烈度不同)对某一地区不同动力特性的结构的破坏作用是不同的。一般来讲，同样烈度下，震级较大、震中距较远的地震对自振周期较长的高柔结构的破坏比同样烈度的震级较小、震中距较近的破坏要重，对自振周期较短的刚性结构则有相反的趋势。为了区分同样烈度下不同震级和震中距的地震对不同动力特性的建筑物的破坏作用，《建筑抗震设计规范》以设计地震分组来体现震级和震中距的影响，将建筑工程的设计地震分为三组(见表8-15)。

各类建筑场地都有自己的卓越周期，如果地震波中某个分量的振动周期与场地的卓越周期接近或相等，则地震波中这个分量的振动将被放大而形成类共振现象。如果建筑物的自振周期又和场地的卓越周期相接近，又会引起建筑物与地面的类共振现象，这就形成了双共振现象(即地震波与地面共振和地面与建筑物共振)。双共振现象是在建筑物的自振周期与建筑场地的卓越周期接近时，地震波中周期与场地卓越周期接近的行波分量被放大二次的现象。地震时，双共振现象的存在是引起建筑物严重破坏的重要原因。在抗震计算中，为了反映建筑场地对地震作用的这种影响，引入特征周期这个概念，并用符号 T_g 来表示。《建筑抗震设计规范》规定：设计特征周期是指抗震设计用的地震影响系数曲线中，反映地震震级、震中距和场地类别等因素的下降段起始点对应的周期值，简称特征周期。地震影响的特征周期应根据建筑所在地的设计地震分组和场地类别确定(见表8-15)。

《建筑抗震设计规范》对我国主要城镇(县级及县级以上城镇)中心地区的抗震设防烈

度、设计基本地震加速度值和所属的设计地震分组，均给出了明确的规定。

建筑物遭受地震影响，计算地震作用时所采用的系数称为地震影响系数，一般用 α 表示。建筑结构的地震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期以及阻尼比确定，其具体计算方法将在课题 8.4 底部剪力法的计算中讲解。

知识链接

以山东省日照市为例，列出所属莒县、五莲县、东港区(含岚山区)三地的抗震设防烈度、设计基本地震加速度值和所属的设计地震分组如下。

莒县：抗震设防烈度 8 度，设计基本地震加速度为 0.20g，设计地震分组为第一组。

五莲县：抗震设防烈度 7 度，设计基本地震加速度为 0.15g，设计地震分组为第二组。

东港区(含岚山区)：抗震设防烈度 7 度，设计基本地震加速度为 0.10g，设计地震分组为第二组。

4. 抗震设防目标

抗震设防目标是对于建筑结构应具有的抗震安全性的要求，是根据地震特点、国家的经济力量、现有的科学技术水平、建筑材料和设计施工的现状等综合制定的，并随着经济和科学水平的发展而提高。

我国的房屋建筑采用三水准的抗震设防目标，详见下述内容。

(1) 第一水准："当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时，主体结构不受损坏或不需修理可继续使用。"

这时结构尚处于弹性状态下的受力阶段，房屋还处在正常使用状态，计算可采用弹性反应谱理论进行弹性分析，此即为"小震不坏"。

(2) 第二水准："当遭受相当于本地区抗震设防烈度的设防地震影响时，其损坏经一般修理仍可继续使用。"

这时结构已进入非弹性工作阶段，要求这时的结构体系损坏或非弹性变形应控制在可修复的范围内，此即为"中震可修"。

(3) 第三水准："当遭受高于本地区抗震设防烈度的罕遇地震影响时，不致倒塌或发生危及生命的严重破坏"，此即为"大震不倒"。

通常将三个水准概括为"小震不坏，中震可修，大震不倒"。

5. 抗震设计的两阶段方法

为了实现三水准抗震设防目标，抗震设计采取两阶段方法。第一阶段设计，对有抗震要求的建筑均属基本的、必须遵循的设计内容；第二阶段设计，仅对抗震有特殊要求或在地震时易倒塌的建筑才需考虑。

建筑抗震设计时，通过两阶段方法实现上述三个水准的抗震设防目标。

第一阶段设计是承载力验算。取第一水准(即多遇地震)的地震动参数，计算结构的弹性地震作用标准值和相应的地震作用效应，采用分项系数设计表达式进行结构构件的承载力抗震验算。这样，既满足了在第一水准下具有必要的承载力可靠度，又满足第二水准的损坏可修的目标。对大多数的结构，可只进行第一阶段的设计，而通过概念设计和抗震构

造措施来满足第三水准(罕遇地震)的设计。

第二阶段设计是弹塑性变形验算。对有特殊要求的建筑、地震时易倒塌的结构及有明显薄弱层的不规则结构，除进行第一阶段设计外，还要进行结构薄弱部位的弹塑性层间变形验算并采取相应的抗震构造措施，实现第三水准的设防目标。

6. 抗震计算、抗震措施和抗震构造措施

在实现抗震设防目标所进行的两个阶段抗震设计包括了“抗震计算”和“抗震措施”这两大部分。计算地震作用标准值及其相应的地震作用效应、构件的截面承载力计算等的内容，均属“抗震计算”范畴；而关于选址、结构选型、确定结构体系及为增大结构延性而设的各有关抗震构造措施等，则属于“抗震措施”范畴。抗震措施是指除地震作用计算和抗力计算以外的抗震设计内容，包括抗震构造措施。抗震构造措施是指根据抗震概念设计原则，一般不需计算而对结构和非结构各部分必须采取的各种细部要求。

7. 抗震设防分类

抗震设防分类是根据建筑遭遇地震破坏后，可能造成人员伤亡、直接和间接经济损失、社会影响的程度及其在抗震救灾中的作用等因素，对各类建筑所做的设防类别划分。

《建筑工程抗震设防分类标准》(GB 50223—2008)将建筑物按其重要程度不同分为以下4个抗震设防类别。

(1) 特殊设防类：指使用上有特殊设施，涉及国家公共安全的重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害等特别重大灾害后果，需要进行特殊设防的建筑，简称甲类。

(2) 重点设防类：指地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的生命线相关建筑，以及地震时可能导致大量人员伤亡等重大灾害后果，需要提高设防标准的建筑，简称乙类。

(3) 标准设防类：指大量的除(1)、(2)、(4)款以外按标准要求进行设防的建筑，简称丙类。

(4) 适度设防类：指使用上人员稀少且震损不致产生次生灾害，允许在一定条件下适度降低要求的建筑，简称丁类。

8. 抗震设防标准

抗震设防标准是衡量抗震设防要求高低的尺度，由抗震设防烈度或设计地震动参数及建筑抗震设防类别确定。

《建筑工程抗震设防分类标准》规定，各抗震设防类别建筑的抗震设防标准应符合下列要求。

(1) 标准设防类：应按本地区抗震设防烈度确定其抗震措施和地震作用，达到在遭遇高于当地抗震设防烈度的预估罕遇地震影响时不致倒塌或发生危及生命安全的严重破坏的抗震设防目标。

(2) 重点设防类：应按高于本地区抗震设防烈度1度的要求加强其抗震措施；但抗震设防烈度为9度时应按比9度更高的要求采取抗震措施；地基基础的抗震措施，应符合有关规定。同时，应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用。

(3) 特殊设防类：应按高于本地区抗震设防烈度提高1度的要求加强其抗震措施；但抗震设防烈度为9度时应按比9度更高的要求采取抗震措施。同时，应按批准的地震安全

性评价的结果且高于本地区抗震设防烈度的要求确定其地震作用。

（4）适度设防类：允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低其抗震措施，但抗震设防烈度为 6 度时不应降低。一般情况下，仍应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用。

知识链接

《建筑工程抗震设防分类标准》分别对防灾救灾建筑、基础设施建筑(含城镇给排水、燃气、热力建筑，电力建筑，交通运输建筑，邮电通信、广播电视建筑)、公共建筑和居住建筑、工业建筑(含采煤、采油和矿山生产建筑，原材料生产建筑，加工制造业生产建筑)、仓库类建筑做出了详细抗震设防分类及抗震设防标准。例如，在公共建筑和居住建筑部分规定：体育建筑中，规模分级为特大型的体育场，大型、观众席容量很多的中型体育场和体育馆(含游泳馆)，抗震设防类别应划为重点设防类；文化娱乐建筑中，大型的电影院、剧场、礼堂、图书馆的视听室和报告厅、文化馆的观演厅和展览厅、娱乐中心建筑，抗震设防类别应划为重点设防类；商业建筑中，人流密集的大型的多层商场抗震设防类别应划为重点设防类；会展建筑中，大型展览馆、会展中心，抗震设防类别应划为重点设防类；教育建筑中，幼儿园、小学、中学的教学用房以及学生宿舍和食堂，抗震设防类别应不低于重点设防类；居住建筑的抗震设防类别不应低于标准设防类。

课题 8.2　抗震设计要求

一般对地震区的工程结构进行的设计，包括抗震概念设计、结构抗震计算和抗震措施(包括抗震构造措施)三个方面。

建筑抗震概念设计是根据地震灾害和工程经验等所形成的基本设计原则和设计思想，进行建筑和结构总体布置并确定细部构造的过程。目前以现有科学水平和经济条件，地震及结构所受地震作用还有许多规律未被认识，人们在总结历次大地震灾害经验中认识到：一个合理的抗震设计，在很大程度上取决于良好的“概念设计”。

建筑抗震设计在总体上要求把握的基本原则可以概括为：选择有利场地、把握建筑体型、合理选择结构体系、设置多道抗震防线、利用结构延性、确保结构整体性、减少地震能量输入、减轻房屋自重、合理选择材料和重视非结构构件的设计等。

1. 场地、地基和基础

任何一个建筑物，都坐落和嵌固在建筑场地的岩土地基上。地震对建筑物的破坏作用通过场地、地基和基础传递给上部结构。因此，研究建筑结构在地震作用下的震害形态、破坏机理及抗震设计等问题，都离不开对场地和地基的研究。

1）场地

建筑场地是指工程群体所在地，具有相似的反应谱特征。其范围相当于厂区、居民小区和自然村或不小于 1.0km^{2}的平面面积。

选择建筑场地时，应根据工程需要和地震活动情况、工程地质和地震地质的有关资料，对抗震有利、一般、不利和危险地段做出综合评价。对不利地段，应提出避开要求；

当无法避开时，应采取有效措施。对危险地段，严禁建造甲、乙类的建筑，不应建造丙类的建筑。

2）地基和基础

基础指建筑底部与地基接触的承重构件，它的作用是把建筑上部的荷载传给地基。地基指的是直接承受建筑物荷载影响的地层。基础下面承受建筑物全部荷载的土体或岩体称为地基。

地基和基础设计应符合下列要求。

(1) 同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同的地基上。

(2) 同一结构单元不应部分采用天然地基，部分采用桩基。

(3) 地基为软弱黏性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时，应估计地震时地基不均匀沉降或其他不利影响，并采取相应的措施。

山区建筑场地和地基基础设计应符合下列要求。

(1) 山区建筑场地勘察应有边坡稳定性评价和防治方案建议；应根据地质、地形条件和使用要求，因地制宜设置符合抗震设防要求的边坡工程。

(2) 边坡设计应符合现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330—2002)的要求；稳定性验算时，有关的摩擦角应按设防烈度的高低进行相应修正。

(3) 边坡附近的建筑基础应进行抗震稳定性设计。建筑基础与土质、强风化岩质边坡的边缘应留有足够的距离，其值应根据设防烈度的高低确定，并采取措施避免地震时地基和基础破坏。

2. 建筑形体及其构件布置的规则性

建筑设计应根据抗震概念设计的要求明确建筑形体的规则性。不规则的建筑应按规定采取加强措施；特别不规则的建筑应进行专门研究和论证，采取特别的加强措施；严重不规则的建筑不应采用。

建筑及其抗侧力结构的平面布置宜规则、对称，并应具有良好的整体性；建筑的立面和竖向剖面宜规则，结构的侧向刚度宜均匀变化，竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减小，避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力突变。

建筑结构的不规则类型可分为平面不规则和竖向不规则，如表 8-4 和表 8-5 所示。对于不规则的建筑结构，应按照《建筑抗震设计规范》进行水平地震作用计算和内力调整，并应对薄弱部位采取有效的抗震构造措施。

表 8-4 平面不规则的类型

不规则类型	定义
扭转不规则	楼层的最大弹性水平位移(或层间位移)，大于该楼层两端弹性水平位移(或层间位移)平均值的 1.2 倍
凹凸不规则	结构平面凹进的一侧尺寸，大于相应投影方向总尺寸的 30%
楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化，例如，有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%，或开洞面积大于该层楼面面积的 30%，或较大的楼层错层

表 8－5　竖向不规则的类型

不规则类型	定义
侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的80%；除顶层外，局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的25%
竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件(柱、抗震墙、抗震支撑)的内力由水平转换构件(梁、桁架等)向下传递
楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的80%

体型复杂、平立面特别不规则的建筑结构，可按实际需要在适当部位设置防震缝，形成多个较规则的抗侧力结构单元。

防震缝应根据抗震设防烈度、结构材料种类、结构类型、结构单元的高度和高差情况，留有足够的宽度，其两侧的上部结构应完全分开。当设置伸缩缝和沉降缝时，其宽度应符合防震缝的要求。

知识链接

合理的建筑布置在抗震设计中是头等重要的，提倡平、立面简单对称。这里“不规则”指的是超过表8－4和表8－5中一项及以上的不规则指标；“特别不规则”指的是多项均超过表8－4和表8－5中不规则指标或一项超过规定指标较多，具有较明显的抗震薄弱部位，将会引起不良后果者；“严重不规则”指的是体型复杂，多项不规则指标超过《建筑抗震设计规范》3.4.3条上限值或某一项大大超过规定值，具有严重的抗震薄弱环节，将会导致地震破坏的严重后果者。

3. 结构体系

结构体系应根据建筑的抗震设防类别、抗震设防烈度、建筑高度、场地条件、地基、结构材料和施工等因素，经技术、经济和使用条件综合比较确定。

1）结构体系的选择

（1）应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径。

（2）应避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力。

（3）应具备必要的抗震承载力、良好的变形能力和消耗地震能量的能力。

（4）对可能出现的薄弱部位，应采取措施提高抗震能力。

2）结构构件的设计要求

（1）砌体结构应按规定设置钢筋混凝土圈梁和构造柱、芯柱，或采用配筋砌体等。

（2）混凝土结构构件应控制截面尺寸和纵向受力钢筋与箍筋的设置，防止剪切破坏先于弯曲破坏、混凝土的压溃先于钢筋的屈服、钢筋的锚固先于构件破坏。

（3）预应力混凝土构件，应配有足够的非预应力钢筋。

（4）钢结构构件应避免局部失稳或整个构件失稳。

（5）多、高层的混凝土楼、屋盖宜优先采用现浇混凝土板。当采用混凝土预制装配式楼、屋盖时，应从楼盖体系和构造上采取措施确保各预制板之间连接的整体性。

3）结构各构件之间的连接要求

（1）构件节点的破坏，不应先于其连接的构件。

（2）预埋件的锚固破坏，不应先于连接件。

（3）装配式结构构件的连接，应能保证结构的整体性。

（4）预应力混凝土构件的预应力钢筋，宜在节点核心区以外锚固。

抗震结构体系要求受力明确、传力合理且传力路线不间断，并具有多道抗震防线，使结构的抗震分析更符合结构在地震时的实际表现，对提高结构的抗震性能十分有利，是结构选型与布置结构抗侧力体系时首先考虑的因素之一。

4. 非结构构件

非结构构件包括建筑非结构构件和建筑附属机电设备的支架等。建筑非结构构件在地震中的破坏允许大于结构构件，其抗震设防要低于三水准的抗震设防目标。但由于非结构构件的破坏会影响安全和使用功能，也需要引起重视，其自身及其与结构主体的连接，应进行抗震设计。

（1）附着于楼、屋面结构上的非结构构件，以及楼梯间的非承重墙体，应采取与主体结构可靠连接或锚固等措施避免地震时倒塌伤人或砸坏重要的设备。

（2）框架结构的围护墙和隔墙，应考虑其设置对结构抗震的不利影响，避免不合理设置而导致主体结构的破坏。

（3）幕墙、装饰贴面与主体结构应有可靠连接，避免地震时脱落伤人。

（4）安装在建筑上的附属机械、电气设备系统的支座和连接，应符合地震时使用功能的要求，且不应导致相关部件的损坏。

5. 结构材料与施工

建筑结构材料及其施工质量直接影响建筑物的抗震性能，所以《建筑抗震设计规范》对各种结构材料性能指标提出了最低要求。抗震结构对材料和施工质量有特别要求的，应当在设计文件上注明。

（1）结构材料性能指标，应符合下列最低要求。

砌体结构材料应符合下列规定。

① 烧结普通黏土砖和烧结多孔黏土砖的强度等级不应低于MU10，其砌筑砂浆强度等级不应低于MU5。

② 混凝土小型空心砌块的强度等级不应低于MU7.5，其砌筑砂浆强度等级不应低于M7.5。

混凝土结构材料应符合下列规定。

① 混凝土的强度等级，框支梁、框支柱及抗震等级为一级的框架梁、柱、节点核芯区，不应低于C30；构造柱、芯柱、圈梁及其他各类构件不应低于C20。

② 抗震等级为一、二级的框架结构，其纵向受力钢筋采用普通钢筋时，钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于1.25；钢筋的屈服强度实测值与强度标准值的比值不应大于1.3；且钢筋在最大拉力下的总伸长率实测值不应小于9%。

钢结构的钢材应符合下列规定。

① 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于0.85。

② 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率应大于20%。

③ 钢材应有良好的可焊性和合格的冲击韧性。

（2）结构材料性能指标，应符合下列要求。

① 普通钢筋宜优先采用延性、韧性和焊接性较好的钢筋；普通钢筋的强度等级，纵向受力钢筋宜选用符合抗震性能指标的不低于HRB400级的热轧钢筋，也可采用符合抗震性能指标的HRB335级热轧钢筋；箍筋宜选用符合抗震性能指标的不低于HRB335级的热轧钢筋，也可选用HPB300级热轧钢筋。

② 混凝土结构的混凝土强度等级，抗震墙不宜超过C60；其他构件，9度时不宜超过C60，8度时不宜超过C70。

③ 钢结构的钢材宜采用Q235等级B、C、D的碳素结构钢，以及Q345等级B、C、D、E的低合金高强度结构钢；当有可靠依据时，尚可采用其他钢种和钢号。

当需要以强度等级较高的钢筋替代原设计中的纵向受力钢筋时，应按照钢筋承载力设计值相等的原则换算，并应满足最小配筋率、抗裂验算等要求。

钢筋混凝土构造柱、芯柱和底部框架-抗震墙砖房中砖抗震墙的施工，应先砌墙后浇构造柱、芯柱和框架梁柱。

课题8.3 场地、地基、基础抗震设计

8.3.1 场地

1. 场地地段

《建筑抗震设计规范》将建筑场地地段划分为有利、一般、不利和危险的地段，如表8-6所示。选择建筑场地时，应首先选择对抗震有利的地段，避开不利地段；当无法避开时，应采取适当的抗震措施，不应在危险地段建造建筑物。

表8-6 有利、不利和危险地段的划分

地段类别	地质、地形、地貌
有利地段	稳定基岩，坚硬土，开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等
一般地段	不属于有利、不利和危险的地段
不利地段	软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，陡坡，陡坎，河岸和边坡的边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（含故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷和半填半挖地基），高含水量的可塑黄土，地表存在结构性裂缝等
危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发展断裂带上可能发生地表位错的部位

从国内几次大地震的宏观调查资料来看，岩质地形与非岩质地形有所不同，局部地形条件的影响不可忽视。所以，当需要在条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩石和强风化岩石的陡坡、河岸和边坡边缘等不利地段建造丙类及丙类以上建筑时，除保证其在地震作用下的稳定性外，尚应估计不利地段对地震动参数可能产生的放大作用，其地震影响系

数最大值应乘以增大系数。其值应根据不利地段的具体情况确定，一般为 1.1～1.6 。

2. 场地土类型

国内外大量震害资料表明，由于场地土对地震波的放大和滤波效应，不同场地土上的建筑震害差异十分明显。为了能够反映场地土刚度对地震效应的影响，《建筑抗震设计规范》根据场地土的剪切波速 v_s 将建筑场地土划分为 5 类，如表 8-7 所示。

剪切波速是指震动横波在土内的传播速度，单位是 m/s。可通过人为激震的方法产生震动波，在相隔一定距离处记录振动信号到达时间，以确定横波在土内的传播速度。

对丁类建筑及层数不超过 10 层且高度不超过 24m 的丁类及丙类建筑，当无实测剪切波速时，可根据岩土名称和性状，按表 8-7 划分土的类型，再利用当地经验在表 8-7 的剪切波速范围内估计各土层的剪切波速。

表 8-7　土的类型划分和剪切波速范围

土的类型	岩土名称和性状	土层剪切波速范围/(m/s)
岩石	坚硬、较硬且完整的岩石	$v_s>800$
坚硬土或软质岩石	破碎或较破碎的岩石或软或较软的岩石，密实的碎石土	$800\geqslant v_s>500$
中硬土	中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂，$f_{ak}>150$kPa 的黏性土和粉土，坚硬黄土	$500\geqslant v_s>250$
中软土	稍密的砾、粗、中砂，除松散外的细、粉砂，$f_{ak}\leqslant150$kPa 的黏性土和粉土，$f_{ak}>130$kPa 的填土，可塑新黄土	$250\geqslant v_s>150$
软弱土	淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的黏性土和粉土，$f_{ak}\leqslant130$kPa 的填土，流塑黄土	$v_s\leqslant150$

注：f_{ak} 为由载荷试验等方法得到的地基承载力特征值(kPa)；v_s 为岩土剪切波速

3. 场地类别

建筑的场地应根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度按表 8-8 划分为四类，其中Ⅰ类分为Ⅰ$_0$、Ⅰ$_1$两个亚类。

建筑场地覆盖层厚度的确定，应符合下列要求。

(1) 一般情况下，应按地面至剪切波速大于 500m/s 且其下卧各层岩土的剪切波速均不小于 500m/s 的土层顶面的距离确定。

(2) 当地面 5m 以下存在剪切波速大于其上部各层土剪切波速 2.5 倍的土层，且该层及其下卧各层岩土的剪切波速均不小于 400m/s 时，可按地面至该土层顶面的距离确定。

(3) 剪切波速大于 500m/s 的孤石、透镜体，应视同周围土层。

(4) 土层中的火山岩硬夹层应视为刚体，其厚度应从覆盖土层中扣除。

等效剪切波速是指覆盖层厚度内土层的平均剪切波速。土层的等效剪切波速应按下列公式计算

$$v_{se}=d_0/t \tag{8.3}$$

$$t=\sum_{i=1}^{n}(d_i/v_{si}) \tag{8.4}$$

式中：v_{se}——土层等效剪切波速，单位为m/s；

d_0——计算深度，单位为m，取覆盖层厚度和20m二者的较小值；

d_i——剪切波在地面至计算深度之间的传播时间；

d_i——计算深度范围内第 i 土层的厚度，单位为m；

v_{si}——计算深度范围内第 i 土层的剪切波速，单位为m/s；

n——计算深度范围内土层的分层数。

表8-8　各类建筑场地的覆盖层厚度(单位：m)

岩石的剪切波速或土的等效剪切波速/(m/s)	场地类别				
	I_0	I_1	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
$v_{se}>800$	0				
$800\geqslant v_{se}>500$		0			
$500\geqslant v_{se}>250$		<5	≥5		
$250\geqslant v_{se}>150$		<3	3~50	>50	
$v_{se}\leqslant 150$		<3	3~15	>15~80	>80

应用案例8-1

已知某建筑场地的钻孔地质资料如表8-9所示，试确定该场地的类别。

表8-9　某场地钻孔资料

土层底部深度/m	土层厚度/m	岩土名称	土层剪切波速/(m/s)
2.00	2.00	杂填土	180
12.00	10.00	砂质粉土	300
39.00	27.00	淤泥质黏土	100
44.00	5.00	粉质黏土	300
46.00	2.00	火山岩硬夹层	450
51.00	5.00	粉质黏土	350
未知	未知	基岩	700

【解】

(1) 确定场地覆盖层厚度。因为距地面51m以下土层的剪切波速 $v_s=700\text{m/s}>500\text{m/s}$，但其中有火山岩硬夹层2m，故场地覆盖层厚度为51m－2m＝49m，所以，土层的计算深度 $d_0=\min(49\text{m}，20\text{m})=20\text{m}$。

(2) 计算等效剪切波速。按式(8.3)、式(8.4)有

$$t=\sum_{i=1}^{n}(d_i/v_{si})=(\frac{2.00}{180}+\frac{10.00}{300}+\frac{8.00}{100})\text{s}\approx 0.124\text{s}$$

$$v_{se}=d_0/t=(20.00/0.124)\text{m/s}\approx 161.3\text{m/s}$$

(3) 确定场地类别。查表 8.8 得，v_{se} 位于 150～250m/s 之间，且覆盖层厚度 49m 为 3～50m，因此该场地的类别为Ⅱ类。

【案例点评】 本案例根据地质勘查资料确定场地类别，利用公式求解等效剪切波速，计算时应特别注意场地土覆盖层厚度取值的确定方法。

8.3.2 天然地基和基础

1. 可不进行天然地基及基础抗震承载力验算的建筑

我国多次强烈地震的震害经验表明，在地震中遭受破坏的建筑中，只有少数房屋是因为地基的失效而导致破坏的，大量的一般天然地基具有较好的抗震性能。基于这种情况，《建筑抗震设计规范》规定，下列建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算。

(1) 规范中规定可不进行上部结构抗震验算的建筑，如抗震设防烈度为 6 度时的乙、丙、丁类建筑。

(2) 地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层的一般的单层厂房和单层空旷房屋、砌体房屋、不超过 8 层且高度在 24m 以下的一般民用框架房屋和框架-抗震墙房屋及与其基础荷载相当的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙房屋。

其中，软弱黏性土层指抗震设防烈度为 7 度、8 度和 9 度时，地基承载力特征值分别小于 80kPa、100kPa 和 120kPa 的土层。

2. 天然地基抗震承载力验算

天然地基基础抗震验算时，应采用地震作用效应标准组合，且地基抗震承载力应取地基承载力特征值乘以地基抗震承载力调整系数计算。

地基抗震承载力应按下式计算

$$f_{aE}=\zeta_a f_a \tag{8.5}$$

式中：f_{aE}——调整后的地基抗震承载力；

ζ_a——地基抗震承载力调整系数，应按表 8-10 采用；

f_a——深宽修正后的地基承载力特征值应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)采用。

表 8-10 地基土抗震承载力调整系数

岩石名称和性状	ζ_a
岩石，密实的碎石土，密实的砾砂、粗砂、中砂，$f_{ak}\geqslant$300kPa 的黏性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾砂、粗砂、中砂，密实和中密的细砂、粉砂，150$\leqslant f_{ak}<$300 的黏性土和粉土，坚硬黄土	1.3
稍密的细砂、粉砂，100kPa$\leqslant f_{ak}<$150kPa 的黏性土和粉土，可塑黄土	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土	1.0

知识链接

《建筑地基基础设计规范》规定，当基础宽度大于 3m 或埋置深度大于 0.5m 时，从载荷试验或其他原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值，应按下式修正

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_m (d-0.5) \tag{8.6}$$

式中：f_a——修正后的地基承载力特征值；

f_{ak}——地基承载力特征值，可由载荷试验或其他原位测试、公式计算，并结合工程实践经验等方法综合确定；

η_b、η_d——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数，按基底下土的类别查表 8-11 取值；

γ——基础底面以下土的重度，地下水位以下取浮重度；

b——基础底面宽度，单位为 m，当基宽小于 3m 时按 3m 取值，大于 6m 时按 6m 取值；

γ_m——基础底面以上土的加权平均重度，地下水位以下取浮重度；

d——基础埋置深度，单位为 m，一般自室外地面标高算起。在填方整平地区，可自填土地面标高算起，但填土在上部结构施工后完成时，应从天然地面标高算起。对于地下室，当采用箱形基础或筏基时，基础埋置深度自室外地面标高算起；当采用独立基础或条形基础时，应从室内地面标高算起。

表 8-11 承载力修正系数

土的类别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土		0	1.0
人工填土 e 或 I_L 大于等于 0.85 的黏性土		0	1.0
红黏土	含水比 $\alpha_w > 0.8$	0	1.2
	含水比 $\alpha_w \leqslant 0.8$	0.15	1.4
大面积压实填土	压实系数大于 0.95、黏粒含量 $\rho_c \geqslant 10\%$ 的粉土、	0	1.5
	最大干密度大于 $2.1t/m^3$ 的级配砂石	0	2.0
粉土	黏粒含量 $\rho_c \geqslant 10\%$ 的粉土	0.3	1.5
	黏粒含量 $\rho_c < 10\%$ 的粉土	0.5	2.0
e 及 I_L 均小于 0.85 的黏性土		0.3	1.6
粉砂、细砂(不包括很湿与饱和时的稍密状态)		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4

注：e 为土的孔隙比，I_L 为液性指数

验算天然地基地震作用下的竖向承载力时，按地震作用效应标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力应符合下列各式要求

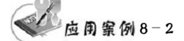
$$p \leqslant f_{aE} \tag{8.7}$$

$$p_{max} \leqslant 1.2 f_{aE} \tag{8.8}$$

式中：p——地震作用效应标准组合的基础底面平均压力；

p_{max}——地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压力。

高宽比大于4的高层建筑，在地震作用下基础底面不宜出现拉应力；其他建筑，基础底面与地基土之间零应力区面积不应超过基础底面面积的15%。



应用案例8-2

某10层框架结构高34m，采用柱下独立基础，基础底面尺寸为3.2m×4.3m，地基土为粉质黏土，基础底面以下土的重度及基础底面以上土的重度 $\gamma=\gamma_m=20kN/m^3$，孔隙比 $e=0.787$，液性指数 $I_L=0.6$，承载力特征值 $f_{ak}=180kPa$，土层厚度约为6~7m，无地下水，基础埋深 $d=3m$，作用在一层中柱柱底的地震作用效应标准组合为：轴力 $N=2627kN$；弯矩 $M=568kN\cdot m$；剪力 $V=189kN$。如图8.11所示，试进行地基的抗震承载力验算。

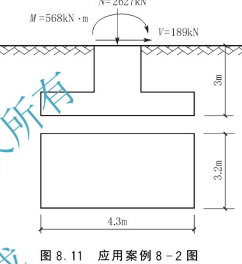


图8.11 应用案例8-2图

【解】

(1) 地基承载力特征值的修正。

查表8-11，对于 e 及 I_L 均小于0.85的黏性土，取 $\eta_b=0.3$、$\eta_d=1.6$，基础底面以下土的重度及基础底面以上土的重度 $\gamma=\gamma_m=20kN/m^3$，将 $f_{ak}=180kPa$，$b=3.2m$ 代入式(8.6)得

$$f_a=[180+0.3\times20\times(3.2-3)+1.6\times20\times(3-0.5)]kPa=261.2kPa$$

(2) 确定地基抗震承载力。

查表8-9，由 $f_{ak}=180kPa$，得 $\zeta_a=1.3$，由式(8.5)得

$$f_{aE}=(1.3\times261.2)kPa\approx339.6kPa$$

(3) 验算地基承载力。

作用于基础底面的轴压力

$$N_底=N+(3.2\times4.3\times3\times20)kN=(2627+825.6)kN=3452.6kN$$

基础底面平均压力

$$p=\frac{N_底}{A}=\left(\frac{3452.6}{3.2\times4.3}\right)kPa\approx250.9kPa<f_{aE}\approx339.6kPa$$

基础边缘最大压力

$$\begin{aligned}p_{max}&=\frac{N_底}{A}+\frac{M_底}{W}\\&=\left(250.9+\frac{568+189\times3}{3.2\times4.3^2/6}\right)kPa\\&\approx366kPa<1.2f_{aE}\approx(1.2\times339.6)kPa\approx407.5kPa\end{aligned}$$

所以，该地基满足抗震承载力要求。

【案例点评】 本案例根据外荷载及地基情况进行地基抗震承载力验算，首先要对地基承载力特征值按规范要求进行修正，按偏心受压时基底压力计算方法计算基底压力，然后进行比较判断。如果地基抗震承载力不满足要求，要对地基进行处理。

8.3.3 液化土和软土地基

1. 地基土液化及危害

砂土液化是指饱和砂土和饱和粉土在地震力的作用下瞬时失掉强度，由固体状态变成液体状态的力学过程。砂土液化主要是在静力或动力作用下，砂土中孔隙水压力上升，抗剪强度或剪切刚度降低并趋于消失所引起的。

砂土液化造成的危害是十分严重的。喷水冒砂使地下砂层中的孔隙水及砂颗粒被搬到地表，从而使地基失效，同时地下土层中固态与液态物质缺失，导致不同程度的沉陷；使地面建筑物倾斜、开裂、倾倒、下沉，道路路基滑移，路面纵裂；在河流岸边，则表现为岸边滑移、桥梁落架等。此外，强烈的承压水流失携带土层中的大量砂颗粒一并冒出，堆积在农田中将毁坏大面积的农作物。

2. 地基土液化的判别

饱和砂土和饱和粉土(不含黄土、粉质黏土)的液化判别和地基处理：在抗震设防烈度为 6 度时，一般情况下可不进行判别和处理；但对液化沉陷敏感的乙类建筑可按 7 度的要求进行判别和处理；7～9 度时乙类建筑可按本地区抗震设防烈度的要求进行判别和处理。

砂土液化的判别采用两步判别法，即初判和再判。

3. 液化等级

经过地基土的“初判”和“再判”，可以判别土层是否会液化，但并不能评价液化土可能造成的危害程度，以便采取相应的抗液化措施。砂土液化造成的危害程度通常是通过计算地基液化指数(I_{lE})来实现的。地基土液化程度按地基液化指数分为轻微、中等、严重三个等级。

4. 地基土抗液化措施

根据建筑抗震设防类别及地基土的液化等级，要采取不同的抗液化措施。当液化土层较平坦且均匀时，宜按表 8－12 选用地基抗液化措施；尚可计入上部结构重力荷载对液化危害的影响，根据液化震陷量的估计适当调整抗液化措施。

不宜将未经处理的液化土层作为天然地基持力层。

表 8－12 抗液化措施

建筑抗震设防类别	地基的液化等级		
	轻微	中等	严重
乙类	部分消除液化沉陷，或对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷
丙类	基础和上部结构处理，亦可不采取措施	基础和上部结构处理，或更高要求的措施	全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理
丁类	可不采取措施	可不采取措施	基础和上部结构处理，或其他经济的措施

表8-12中的全部消除地基液化沉陷、部分消除地基液化沉陷、基础和上部结构处理等措施，《建筑抗震设计规范》中有具体要求。

1）全部消除地基液化沉陷的措施

（1）采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度（不包括桩尖部分），应按计算确定，且对碎石土、砾砂、粗砂、中砂、坚硬黏性土和密实粉土不应小于0.8m，对其他非岩石土不宜小于1.5m。

（2）采用深基础时，基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度不应小于0.5m。

（3）采用加密法（如振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等）加固时，应处理至液化深度下界；振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于液化判别标准贯入锤击数临界值。

（4）用非液化土替换全部液化土层，或增加上覆非液化土层的厚度。

（5）采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的1/2且不小于基础宽度的1/5。

2）部分消除地基液化沉陷的措施

（1）处理深度应使处理后的地基液化指数减少，其值不宜大于5；大面积筏基、箱基的中心区域，处理后的液化指数可比上述规定降低1；对独立基础和条形基础，不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的较大值。

（2）采用振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

（3）基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的1/2且不小于基础宽度的1/5。

3）基础和上部结构处理措施

（1）选择合适的基础埋置深度。

（2）调整基础底面积，减少基础偏心。

（3）加强基础的整体性和刚度，如采用箱基、筏基或钢筋混凝土交叉条形基础，加设基础圈梁等。

（4）减轻荷载，增强上部结构的整体刚度和均匀对称性，合理设置沉降缝，避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。

（5）管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头等。

课题8.4 底部剪力法的计算

当地震发生时，地面振动引起房屋上部结构振动，从而使结构产生随时间变化的位移、速度、加速度、内力和变形等，统称为结构的地震反应。房屋各部分质量因加速度的存在而产生的惯性力称为地震作用，包括水平地震作用和竖向地震作用。地震作用效应就是地震作用所产生的内力和变形，包括弯矩、剪力、轴向力和位移。建筑结构抗震设计首先要计算结构的地震作用，然后计算结构、构件的地震作用效应，再将地震作用效应与其他荷载效应进行组合，验算结构、构件的承载力与变形，以满足“小震不坏、中震可修、大震不倒”的设计要求。

8.4.1 地震作用计算

1. 地震作用计算原则

各类建筑结构的地震作用，应符合下列规定。

(1) 一般情况下，应至少在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用，各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担。

(2) 有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于15°时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。

(3) 质量和刚度分布明显不对称的结构，应计入双向水平地震作用下的扭转影响；其他情况，应允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。

(4) 抗震设防烈度为8、9度时的大跨度和长悬臂结构及9度时的高层建筑，应计算竖向地震作用。8、9度时采用隔震设计的建筑结构，应按有关规定计算竖向地震作用。

2. 地震作用的计算方法

目前，计算建筑结构地震作用的方法主要有三种：底部剪力法、振型分解反应谱法和时程分析法。高度不超过40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构，以及近似于单质点体系的结构，可采用底部剪力法等简化方法。其他的建筑结构，宜采用振型分解反应谱法。特别不规则的建筑、甲类建筑和一些高层建筑，应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算，可取多条时程曲线计算结果的平均值与振型分解反应谱法计算结果的较大值。

8.4.2 框架结构水平地震作用计算——底部剪力法

1. 质点体系及其自由度

1) 单质点体系及其自由度

进行结构地震反应分析时，常常把具体的结构体系抽象为质点体系。某些工程结构，如等高单层厂房、水塔(图8.12)和公路高架桥等，因它们的质量大部分集中于结构的顶部，故在进行结构的动力计算时，可将该结构中参与振动的所有质量全部折算至屋盖处，而将墙、柱视为一个无重量的弹性杆，这样就把结构简化为一个单质点体系。在结构动力学中，把确定物体在空间的位置所需的最少独立坐标数称为动力自由度，或简称自由度。对单质点体系，若忽略杆的轴向变形，当体系只做水平单向振动时，就形成了一个单自由度体系。

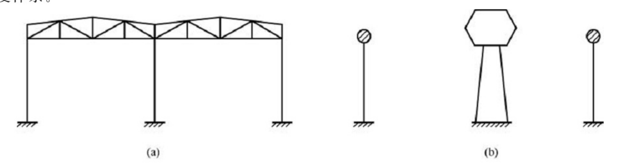


图8.12 单质点弹性体系计算简图

(a)单层厂房简化体系；(b)水塔简化体系

2）多质点体系及其自由度

在实际工程中，大多数结构是不能简化成单质点体系的，如多层或高层房屋、多跨不等高单层厂房、烟囱等。对于这些质量比较分散的结构，为了能够比较真实地反映其动力性能，可将其简化成多质点体系，并按多质点体系进行结构的地震反应分析。例如，对于楼盖为刚性的多层房屋，可将其质量集中在每一层楼面处，如图 8.13(a)所示；对于多跨不等高的单层厂房，可将其质量集中到各个楼盖处，如图 8.13(b)所示；对于烟囱等结构，则可根据计算要求将其分为若干段，然后将各段折算成质点进行分析，如图 8.13(c)所示。对于一个多质点体系，当只考虑体系做单向振动时，则有多少个质点就有多少个自由度。

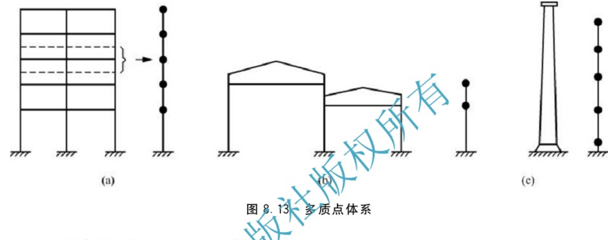


图 8.13　多质点体系

2. 结构自振周期

对于单指点体系来讲，结构的自振周期只有一个。对于多层或高层房屋[图 8.14(a)]，可简化为多质点体系[图 8.14(b)]。由动力学分析可知：多质点弹性体系在水平地震作用下的振动有多个振型[图 8.14(c)]，每个振型都有自己的自振周期 T_i 或自振频率 ω_i。其中最长的自振周期称为基本自振周期，用 T_1 表示，对应的振型称为第一振型。

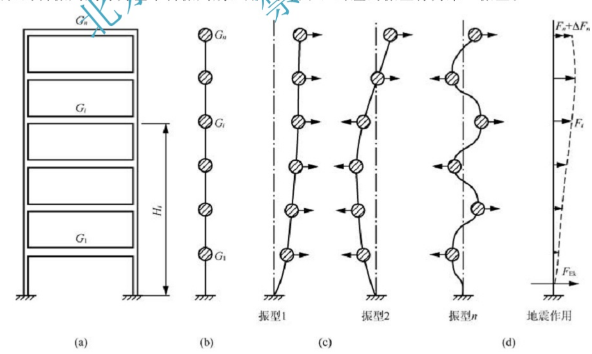


图 8.14　多质点体系动力计算简图



3. 重力荷载代表值(G_E)

计算结构上的地震作用时，要采用重力荷载代表值。重力荷载代表值是建筑抗震设计用的重力性质的荷载，建筑的重力荷载代表值应取结构和构配件自重标准值和各可变荷载组合值之和。重力荷载代表值 G 应按下式计算

$$G = G_K + \sum_{i=1}^{n} \psi_{Ei} Q_{ik} \tag{8.9}$$

式中：G_K——结构、构配件永久荷载(自重)标准值；

Q_{ik}——可变荷载标准值；

ψ_{Ei}——各可变荷载的组合值系数，应按表 8 - 13 采用。

表 8 - 13　组合值系数

可变荷载种类		组合值系数
雪荷载		0.5
屋面积灰荷载		0.5
屋面活荷载		不计入
按实际情况计算的楼面活荷载		1.0
按等效均布荷载计算的楼面活荷载	藏书库、档案室	0.8
	其他民用建筑	0.5
吊车悬吊物重力	硬钩吊车	0.3
	软钩吊车	不计入

注：硬钩吊车的吊重较大时，组合值系数应按实际情况采用

4. 设计反应谱与地震影响系数

计算地震作用的理论基础是地震反应谱。所谓地震反应谱，是指地震作用时结构上质点反应(如加速度、速度、位移等)的最大值与结构自振周期之间的关系，也称反应谱曲线。

对每一次地震，都可以得到它的反应谱曲线。但是地震具有很大的随机性，即使是同一烈度、同一地点，先后两次地震的地面加速度记录也不同，更何况进行抗震设计时不可能预知当地未来地震的反应谱曲线。然而，在研究了许多地震的实测反应谱后发现，反应谱仍有一定的规律。设计反应谱就是在考虑了这些共同规律后，按主要影响因素处理后得到的平均反应谱曲线。通过设计反应谱，可以把动态的地震作用转化为作用在结构上的最大等效侧向静力荷载，以方便设计。

《建筑抗震设计规范》采用的设计反应谱的具体表达形式是地震影响系数曲线，如图 8.15 所示，是根据大量实际地震加速度记录的加速度反应谱进行统计分析并结合工程经验和考虑经济技术条件的综合结果。加速度反应谱通常用以下三个参数来描述：最大地震影响系数 α_{max}、特征周期 T_g 和长周期段反应谱下降曲线的衰减指数 γ。不同阻尼比条件下的反应谱曲线是不同的，需要运用阻尼调整系数 η_2 对标准反应谱曲线进行调整。

建筑结构的地震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期及

阻尼比确定。其水平地震影响系数最大值应按表 8－14 采用；特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表 8－15 采用，计算 8、9 度罕遇地震作用时，特征周期应增加 0.05s。

表 8－14 水平地震影响系数最大值

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	0.04	0.08(0.12)	0.16(0.24)	0.32
罕遇地震	0.28	0.50(0.72)	0.90(1.20)	1.40

注：括号中数值分别用于设计基本地震加速度为 $0.15g$ 和 $0.30g$ 的地区

表 8－15 特征周期值(单位：s)

设计地震分组	场地类别				
	I_0	I_1	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

建筑结构地震影响系数曲线(图 8.15)的阻尼调整和形状参数应符合下列要求。

除有专门规定外，建筑结构的阻尼比应取 0.05，地震影响系数曲线的阻尼调整系数应按 $\eta_2=1.0$ 采用。形状参数应符合下列规定。

(1) 直线上升段：周期小于 0.1s 的区段。

(2) 水平段：自 0.1s 至特征周期区段，应取最大值(α_{max})。

(3) 曲线下降段：自特征周期至 5 倍特征周期区段，衰减指数 γ 应取 0.9。

(4) 直线下降段：自 5 倍特征周期至 6s 区段，下降斜率调整系数 η_1 应取 0.02。

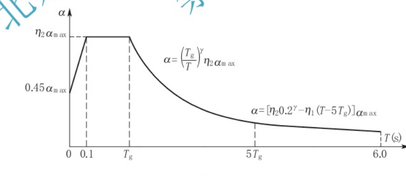


图 8.15 地震影响系数曲线

α—地震影响系数；α_{max}—地震影响系数最大值；η_1—直线下降段的下降斜率调整系数；γ—衰减指数；T_g—特征周期；η_2—阻尼调整系数；T—结构自振周期

综上，水平地震影响系数可由下式计算

$$\alpha=\begin{cases}[0.45+10(\eta_2-0.45)T]\alpha_{max}, & T\leqslant 0.1\mathrm{s}\\ \eta_2\alpha_{max}, & 0.1\mathrm{s}<T\leqslant T_g\\ (T_g/T)^{\gamma}\eta_2\alpha_{max}, & T_g<T\leqslant 5T_g\\ [0.2^{\gamma}\eta_2-\eta_1(T-5T_g)]\alpha_{max}, & T>5T_g\end{cases} \tag{8.10}$$

5. 用底部剪力法进行水平地震作用的计算

底部剪力法又称拟静力法，它是根据地震反应谱理论，以工程结构底部的总地震剪力与等效单质点的水平地震作用相等，来确定结构总地震作用，然后以一定的法则将底部总剪力在结构高度进行分配，确定各质点地震作用的方法。其基本思想是在静力计算的基础上，将地震作用简化为一个惯性力系附加在研究对象上，其核心是设计地震加速度的确定问题。

通过对单质点弹性体系的地震反应分析，可得到单质点弹性体系的水平地震作用计算公式为

$$F_{Ek}=\alpha G \tag{8.11}$$

式中：F_{Ek}——结构总水平地震作用标准值；

α——水平地震影响系数值。

通过分析可知，地震影响系数 α 就是单质点弹性体系在地震时最大反应加速度（以重力加速度 g 为单位）。

对于多质点体系，高度不超过 40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构，水平地震作用下主要考虑第一振型为主，有时在建筑物的顶部考虑其他振型的影响。因此各质点的水平地震作用 F_i 沿高度分布可近似地认为服从直线规律，但在建筑顶部其他振型的影响不能忽略时，水平地震作用应予以修正加大，即在顶部附加一个地震作用 ΔF_n，如图 8.14(d)所示。求各质点的水平地震作用时，首先设法求出水平地震作用总和，即基础顶面的总水平地震作用，然后按上述规律将它分配到各质点上去。

底部剪力法计算水平地震作用，基本步骤如下。

（1）根据计算简图确定结构的重力荷载代表值 G、结构等效总重力荷载 G_{eq} 和基本自振周期 T。

（2）根据结构所在地区的抗震设防烈度、场地条件和设计地震分组，按表 8－14 和表 8－15 确定最大地震影响系数 α_{max} 和特征周期 T_g。

（3）根据结构的自振周期，按图 8.15 确定地震影响系数 α_1。

（4）按公式(8.11)计算结构总水平地震作用标准值 F_{Ek}。

（5）公式(8.12)计算各质点的水平地震作用标准值 F_i。

如图 8.16 所示，采用底部剪力法时，各楼层可仅取一个自由度，结构的水平地震作用标准值，应按下列公式确定即

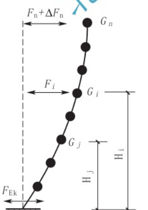


图 8.16　结构水平地震作用计算简图

$$F_{Ek}=\alpha_1 G_{eq} \tag{8.12}$$

$$F_i=\frac{G_iH_i}{\sum_{j=1}^{n}G_jH_j}F_{Ek}(1-\delta_n)\quad (i=1,2,\cdots,n) \tag{8.13}$$

$$\Delta F_n=\delta_n F_{Ek} \tag{8.14}$$

式中：F_{Ek}——结构总水平地震作用标准值；

α_1——相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数值；

G_{eq}——结构等效总重力荷载，单质点应取总重力荷载代表值，多质点可取总重力荷载代表值的 85%；

F_i——质点 i 的水平地震作用标准值；

G_i/G_j——分别为集中于质点 i、j 的重力荷载代表值；

H_i、H_j——分别为质点 i、j 的计算高度；

δ_n——顶部附加地震作用系数，多层钢筋混凝土和钢结构房屋可按表 8-16 采用；

ΔF_n——顶部附加水平地震作用。

表 8-16　顶部附加地震作用系数

T_g/s	$T_1>1.4T_g$	$T_1\leqslant1.4T_g$
$T_g\leqslant0.35$	$0.08T_1+0.07$	0.0
$0.35<T_g\leqslant0.55$	$0.08T_1+0.01$	
$T_g>0.55$	$0.08T_1-0.02$	

注：T_1 为结构基本自振周期

采用底部剪力法时，突出屋面的屋顶间、女儿墙、烟囱等的地震作用效应，宜乘以增大系数 3，此增大部分不应往下传递，但与该突出部分相连的构件应予计入。

抗震验算时，结构任意楼层的水平地震剪力应符合下式要求

$$V_{Eki}>\lambda\sum_{j=i}^{n}G_j \tag{8.15}$$

式中：V_{Eki}——第 i 层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力，由静力平衡条件可知，第 i 层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力 V_{Eki} 等于第 i 层以上各层地震作用标准值之和，即 $V_{Eki}=\sum_{i=i}^{n}F_i$；

λ——剪力系数，抗震验算时，结构任一楼层的水平地震剪力系数不应小于表 8-17 规定的楼层最小地震剪力系数值；

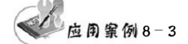
G_j——第 j 层的重力荷载代表值。

求得楼层剪力标准值 V_{Eki}后，就可以进行结构层间位移的计算。根据抗侧刚度把楼层剪力 V_i 分配到第 i 层上每一轴线的抗侧力结构上，进行结构在地震作用下的内力计算。

表 8-17　楼层最小地震剪力系数值

类　别	6 度	7 度	8 度	9 度
扭转效应明显或基本周期小于 3.5s 的结构	0.008	0.016(0.024)	0.032(0.048)	0.064
基本周期大于 5.0s 的结构	0.008	0.012(0.018)	0.024(0.036)	0.048

注：基本周期在 3.5～5s 范围内的结构，可插入取值；括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15s 和 0.30s 的地区



应用案例 8-3

某四层钢筋混凝土框架结构，建造于基本烈度为 8 度区，场地Ⅰ$_1$类，设计地震分组为第三组，结构层高和层重力荷载代表值如图 8.17 所示，取一榀典型框架进行分析，结构的基本自振周期为 0.56s。试求各层水平地震作用标准值和各层地震剪力标准值。

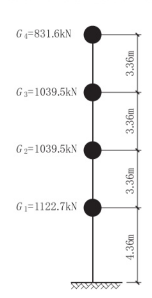


图 8.17 应用案例 8-3 图

【解】

(1) 结构等效总重力荷载为

$$G_{eq} = 0.85\sum_{i=1}^{4}G_i = 0.85 \times (1122.7 + 1039.5 \times 2 + 831.6)\text{kN} \approx 3428.3\text{kN}$$

(2) 水平地震影响系数。

由设防烈度 8 度，查表 8-14 得，$\alpha_{max}=0.16$。由 I_1 类场地，设计地震分组为第三组，查表 8-15 得，$T_g=0.35\text{s}$。由于 $T_g=0.35\text{s}<T=0.56\text{s}<5T_g=1.75\text{s}$，由式(8.10)得

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T}\right)^{\gamma}\eta_2\alpha_{max} = \left(\frac{0.35}{0.56}\right)^{0.9} \times 0.16 \approx 0.1048$$

(3) 水平地震作用。

由式(8.11)得，结构总水平地震作用标准值为

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = (0.1048 \times 3428.3)\text{kN} \approx 359.3\text{kN}$$

由于 $T=0.56\text{s}>1.4\times T_g=1.4\times0.35\text{s}=0.49\text{s}$，考虑顶部附加水平地震作用，由表 8-16得

$$\delta_n = 0.08T + 0.07 = 0.08\times0.56 + 0.07 \approx 0.115$$

由式(8.13)得

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} = (0.115 \times 359.3)\text{kN} \approx 41.32\text{kN}$$

各层水平地震作用标准值 F_i 根据式(8.13)计算，各层地震剪力标准值 V_{EKi} 根据 $V_{Eki}=\sum_{i=i}^{n}F_i$ 计算，计算结果列于表 8-18。

表 8-18 各层地震作用标准值

楼层	G_i/kN	H_i/m	G_iH_i/(kN·m)	$F_i=\frac{G_iH_i}{\sum_{j=1}^{n}G_jH_j}F_{Ek}(1-\delta_n)$/kN	ΔF_n/kN	$V_{Eki}=\sum_{i=i}^{n}F_i$/kN
4	831.6	14.44	12008.3	104.7+41.25	41.32	145.95
3	1039.5	11.08	11517.7	100.4		246.35
2	1039.5	7.72	8024.9	70.0		316.35
1	1122.7	4.36	4895.0	42.7		359.05
合计	4033.3		36445.9	317.8	41.32	

【案例点评】 本案例求解结构层的水平地震作用，水平地震影响系数要根据结构的基本周期与场地的特征周期确定，还要考虑结构顶部附加地震作用。

课题 8.5 结构抗震验算

结构的抗震验算包括结构构件截面抗震承载力验算和结构抗震变形验算。

对抗震设防烈度为 6 度时的建筑(不规则建筑及建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑除外)，以及生土房屋和木结构房屋等，可不进行截面抗震验算，但应符合有关抗震措施要

求；6度时不规则建筑、建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑，7度和7度以上的建筑结构(生土房屋和木结构房屋除外)，应按规定进行多遇地震作用下的截面抗震验算。

8.5.1 截面抗震验算

二阶段设计方法的第一阶段，是以低于本地区抗震设防烈度的多遇地震水平地震作用标准值，用弹性理论的方法求出结构构件的地震作用效应(内力)，再和结构上其他荷载效应组合，得出结构构件截面内力的基本组合后进行截面承载力设计。

结构构件的地震作用效应和其他荷载效应的基本组合(一般不考虑竖向地震作用)，应按下式计算

$$S=\gamma_G S_{GE}+\gamma_{Eh}S_{EhK}+\gamma_{Ev}S_{EvK}+\psi_W\gamma_W S_{WK} \tag{8.16}$$

式中：S——结构构件内力组合的设计值，包括组合的弯矩、轴向力和剪力设计值；

γ_G——重力荷载分项系数，一般情况取值1.2，当重力荷载效应对结构构件承载力有利时，不应大于1.0；

γ_{Eh}、γ_{Ev}——水平地震作用分项系数、竖向地震作用分项系数，按表8-19采用；

γ_W——风荷载分项系数，取1.4；

S_{GE}——重力荷载代表值的效应，有吊车时应包括悬吊物重力标准值的效应；

S_{EhK}——水平地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数或调整系数；

S_{EvK}——竖向地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数或调整系数；

S_{WK}——风荷载标准值的效应；

ψ_W——风荷载的组合值系数，一般结构取0，风荷载起控制作用的高层建筑取0.2。

表8-19 地震作用分项系数

地震作用	γ_{Eh}	γ_{Ev}
仅计算水平地震作用	1.3	0.0
仅计算竖向地震作用	0.0	1.3
同时计算水平地震作用和竖向地震作用(水平地震为主)	1.3	0.5
同时计算水平地震作用和竖向地震作用(竖向地震为主)	0.5	1.3

结构构件的截面抗震验算，应采用下列设计表达式

$$S\leqslant R/\gamma_{RE} \tag{8.17}$$

式中：γ_{RE}——承载力抗震调整系数，按表8-20取用；

R——结构构件承载力设计值。

将地震效应组合(考虑抗震措施要求的内力调整)乘以抗震承载力调整系数后，可直接与其余各种效应组合对比，选取最不利组合进行截面设计。

表8-20 承载力抗震调整系数

材料	结构构件	受力状态	γ_{RE}
钢	柱、梁、支撑、节点板件、螺栓、焊缝	强度	0.75
	柱、支撑	稳定	0.80

续表

材料	结构构件	受力状态	γ_{RE}
砌体	两端均有构造柱、芯柱的抗震墙	受剪	0.9
	其他抗震墙	受剪	1.0
混凝土	梁	受弯	0.75
	轴压比小于0.15的柱	偏压	0.75
	轴压比不小于0.15的柱	偏压	0.80
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪、偏拉	0.85

8.5.2 结构抗震变形验算

结构在地震作用下的变形验算包括多遇地震作用下的弹性变形验算和罕遇地震作用下的弹塑性变形验算，是结构抗震设计的重要组成部分。

1. 多遇地震作用下结构的变形验算

多遇地震作用下的抗震变形验算的目的是限制结构弹性变形，避免建筑物的非结构构件在多遇地震下出现破坏。楼层内最大的层间弹性位移值应符合下式要求

$$\Delta\mu_e \leqslant [\theta_e]h \tag{8.18}$$

式中：$\Delta\mu_e$——多遇地震作用标准值产生的楼层内最大的弹性层间位移；

$[\theta_e]$——弹性层间位移角限制，按表8-21取用；

h——计算楼层层高。

表8-21 弹性层间位移角限制

结构类型	$[\theta_e]$
钢筋混凝土框架	1/550
钢筋混凝土框架—抗震墙、板柱—抗震墙、框架—核心筒	1/800
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1000
钢筋混凝土框支层	1/1000
多、高层钢结构	1/250

2. 罕遇地震作用下结构的变形验算

结构抗震设计要求结构在罕遇地震作用下不发生倒塌。罕遇地震的计算地震动参数将是多遇地震的4～6倍，所以在多遇地震作用下处于弹性阶段的结构，在罕遇地震作用下势必进入弹塑性阶段。

结构在进入屈服阶段后已无承载力储备。为了抵御地震作用，要求通过结构的塑性变形来吸收和消耗地震输入的能量。若结构的变形能力不足，则势必发生倒塌。结构在罕遇地震作用下变形验算的目的，是估计在强烈地震作用下结构薄弱楼层或部位的弹塑性最大

位移，分析结构本身的变形能力，通过改善结构的均匀性和采取改善薄弱楼层变形能力的抗震措施等，把结构的层间弹塑性最大位移值控制在允许范围之内。详细验算方法见《建筑抗震设计规范》。



1. 地震按其产生原因，主要分为火山地震、陷落地震、诱发地震和构造地震。

2. 根据传播方式的不同，地震波可分为两种类型：体波和面波。

3. 地震的震级是衡量一次地震释放能量大小的尺度，国际上常用里氏震级(M)表示。

4. 地震烈度指地震时某一地区的地面和各类建筑物遭受一次地震影响的强弱程度，用 I 表示。

5. 设防烈度是作为一个地区建筑抗震设防依据的烈度。

6. “三水准”抗震设防目标：“小震不坏、中震可修、大震不倒”。

7. 设防分类可四类：特殊设防类、重点设防类、标准设防类、适度设防类。

8. 建筑结构抗震概念设计，是根据地震灾害和工程经验等所形成的基本设计原则和设计思想，进行建筑和结构总体布置并确定细部构造的过程。

9. 建筑场地是指工程群体所在地，具有相似的反应谱特征。其范围相当于厂区、居民小区和自然村或不小于 1.0km^2 的平面面积。

10. 基础指建筑底部与地基接触的承重构件，它的作用是把建筑上部的荷载传给地基。

11. 地基指的是直接承受建筑物荷载影响的地层，基础下面承受建筑物全部荷载的土体或岩体称为地基。

12. 建筑结构的不规则类型可分为平面不规则和竖向不规则。

13. 非结构构件包括建筑非结构构件和建筑附属机电设备的支架等。

14. 钢筋混凝土构造柱、芯柱和底部框架-抗震墙砖房中砖抗震墙的施工，应先砌墙后浇构造柱、芯柱和框架梁柱。

15. 建筑场地地段划分为有利、不利和危险地段。

16. 建筑的场地类别，应根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度划分为四类。

17. 土层的等效剪切波速应按下列公式计算

$$v_{se} = d_0/t; t = \sum_{i=1}^{n}(d_i/v_{si})$$

18. 砂土液化是指饱和砂土和饱和粉土在地震力的作用下瞬时失掉强度，由固体状态变成液体状态的力学过程。砂土液化的判别采用两步判别法，即初判和再判。砂土液化造成的危害程度通常是通过计算地基液化指数来实现的。

19. 计算建筑结构地震作用的方法主要有三种：底部剪力法、振型分解反应谱法和时程分析法，底部剪力法的计算公式为

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq}; F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^{n} G_j H_j} F_{Ek}(1-\delta_n), i = 1,2,\cdots,n; \Delta F_n = \delta_n F_{Ek}$$

抗震验算时，结构任意楼层的水平地震剪力应符合下式要求

$$V_{\mathrm{Ek}i} > \lambda \sum_{j=i}^{n} G_i 。$$

20．结构的抗震验算包括结构构件截面抗震承载力验算和结构抗震变形验算。



习题

一、单项单选题

1．关于基本烈度，下列说法正确的是（　　）。

A．大体相当于 30 年超越概率约为 2％～3％的烈度

B．大体相当于 50 年超越概率约为 10％的烈度

C．大体相当于 100 年超越概率约为 10％的烈度

D．大体相当于 100 年超越概率约为 63％的烈度

2．关于抗震设防目标，说法正确的是（　　）。

A．“小震不坏”是指遭遇到基本烈度的地震影响时，房屋不坏

B．“中震可修”是指遭遇到基本烈度的地震影响时，房屋可修

C．“大震不倒”是指遭遇到基本烈度的地震影响时，房屋不倒

D．“大震不倒”是指遭遇到任何地震房屋都不倒塌

3．地震设防分类中，当地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的生命线相关建筑，以及地震时可能导致大量人员伤亡等重大灾害后果，需要提高设防标准的建筑属于（　　）。

A．特殊设防类　　B．重点设防类　　C．标准设防类　　D．适度设防类

4．建筑场地类型应根据（　　）确定。

A．场地土的类型　　B．场地土覆盖层厚度

C．等效剪切波速　　D．场地土覆盖层厚度和等效剪切波速

5．在确定地震影响系数时，所考虑的因素包括（　　）。

Ⅰ．结构自振周期　Ⅱ．设防烈度　Ⅲ．设计地震分组　Ⅳ．场地类别

Ⅴ．特征周期　Ⅵ．用于第一阶段还是第二阶段设计　Ⅶ．该系数的下限值

A．Ⅰ Ⅱ Ⅲ Ⅴ Ⅶ　　B．Ⅰ Ⅱ Ⅲ Ⅳ Ⅴ　　C．Ⅲ Ⅳ Ⅴ Ⅵ Ⅶ　　D．Ⅰ Ⅱ Ⅴ Ⅵ Ⅶ

二、简答题

1．什么是地震烈度？它和地震震级有哪些区别？

2．有些楼盘广告中称能抵抗 8 级地震，你相信吗？为什么？

3．什么是“三水准”设防目标和两个阶段设计方法？

4．建筑的抗震设防类别分哪几类？

5．什么是底部剪力法？它的使用范围是什么？

三、计算题

1．已知某建筑场地的地质钻探资料如表 8－22 所示，试确定该场地的类别。

表 8-22 场地的地质钻探资料

底层深度/m	土层厚度/m	土层名称	土层剪切波速/(m/s)
9.5	9.5	砂土	170
37.8	28.3	淤泥质黏土	135
48.6	10.8	砂土	240
60.1	11.5	淤泥质黏土	200
68.0	7.9	细砂	330
86.5	18.5	砾石夹砂	550

2. 某建筑物的室内柱基础如图 8.18 所示，考虑地震作用组合，其内力标准组合值在室内地坪(±0.000)处承受轴心压力 $F=820\text{kN}$。基底尺寸 $b\times L=3.0\text{m}\times3.2\text{m}$，基础埋深 $d=2.2\text{m}$，G 为基础自重和基础上的土重标准值，G 的平均重度 $\gamma_m=20\text{kN/m}^3$；建筑场地均为红黏土，其重度 $\gamma_0=18\text{kN/m}^3$，含水比 $\alpha_w>0.8$，承载力特征值 $f_{ak}=160\text{kPa}$。试复核该地基抗震承载力。

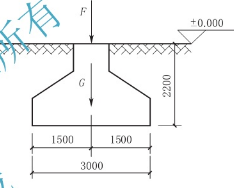


图 8.18 计算题 2 图 (单位：mm)

3. 某 5 层钢筋混凝土框架结构房屋，层高和楼层重力荷载代表值如图 8.19 所示，抗震设防烈度为 8 度，Ⅱ类场地，设计地震分组为第二组，结构自振周期 $T=0.6\text{s}$，试求该结构底层地震作用标准值。

4. 某 3 层钢筋混凝土框架结构如图 8.20 所示，处于 8 度设防区，地震加速度为 $0.2g$，设计地震分组为第二组，Ⅰ$_1$ 类场地，结构阻尼比为 0.05，基本自振周期 $T=0.433\text{s}$，确定各楼层水平地震作用标准值和各层地震剪力标准值。

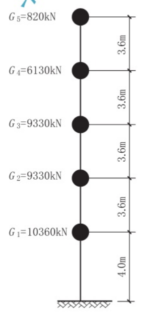


图 8.19 计算题 3 图

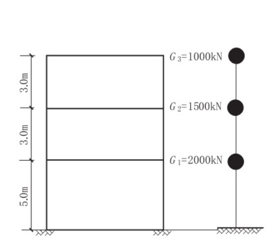


图 8.20 计算题 4 图

模块 9

钢筋混凝土单层厂房计算能力训练

教学目标

能力目标：能熟练地画出结构的计算简图并能进行荷载的计算；能理解等高排架的内力计算；能进行柱截面形式及选择；懂得牛腿及基础的设计要点。

知识目标：了解排架结构的组成，结构的计算简图，结构的荷载计算；了解等高排架的内力计算过程；了解柱截面形式与选择，以及牛腿及基础的设计。

态度养成目标：培养严密的逻辑思维能力和严谨的工作作风。

教学要求

知识要点	能力要求	相关知识	所占分值（100 分）
计算简图与荷载计算	能正确地绘制计算简图	单层厂房的组成、排架结构的计算简图、荷载计算	30
排架内力计算	能用剪力分配法进行排架内力计算	等高排架内力计算、荷载组合、内力组合	50
牛腿柱及基础设计	了解牛腿柱及基础设计要点	柱使用阶段、施工阶段验算要点；牛腿截面尺寸确定，牛腿的配筋设计；基础设计要点	20

引 例

单层工业厂房是各类厂房中最普遍、最基本的一种形式，按其承重结构所用的材料不同，可分为混合结构、钢筋混凝土结构和钢结构。如图 9.1 所示为采用钢屋架与混凝土柱承重的混合结构，请结合本例，了解厂房的基本构成以及简单的设计。





图 9.1 单层工业厂房示例

课题 9.1 单层厂房的计算简图与荷载计算

9.1.1 单层厂房的结构组成

如图 9.2 所示，单层厂房通常由下列结构和构件组成。

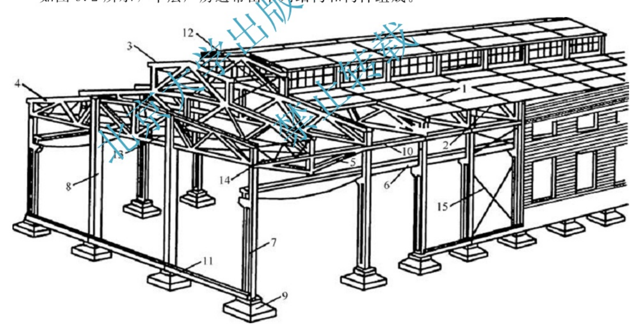


图 9.2 单层钢筋混凝土厂房结构组成

1—屋面板；2—天沟板；3—天窗架；4—屋架；5—托架；6—吊车梁；7—排架柱；8—抗风柱；9—基础；10—连系梁；11—基础梁；12—天窗架垂直支撑；13—屋架下弦横向水平支撑；14—屋架端部垂直支撑；15—柱间支撑

1）屋盖结构

屋盖结构分为有檩体系和无檩体系两种。有檩屋盖由小型屋面板或槽板（瓦）、檩条（或屋架、屋面梁）、屋盖支撑系统组成。其整体刚度较差，只适用于一般中、小型的厂房。无檩屋盖由大型屋面板、屋架和屋盖支撑系统组成，其整体刚度较大，适用于各种类型的厂房。为了保证采光的需要，屋盖结构中还设置天窗等及其支撑系统。

2）横向排架或横向刚架

钢筋混凝土单层厂房的横向承重结构，通常有排架和刚架两种形式，如图 9.3 和图 9.4 所示。排架是厂房的基本承重结构，承受结构自重，屋面活荷载、雪荷载和吊车的竖向荷载，以及吊车的刹车制动力，地震的作用，并将它们传至基础和地基。

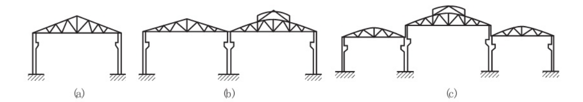


图 9.3　排架结构的形式

(a) 单跨排架；(b) 双跨等高架；(c) 三跨不等高排架

排架结构由屋架或屋面梁与柱和基础组成。排架的柱子与屋架或屋面梁铰接，与基础刚接。根据厂房生产工艺和使用要求的不同，排架结构可以做成等高的、不等高的和锯齿形的多种形式，如图 9.3 所示。

目前，常用的刚架结构是装配式门式刚架。门式刚架的特点是柱和横梁刚接为同一构件，柱与基础通常为铰接。门式刚架顶节点做成铰接的称为三铰门架，也可以做成两铰门式刚架，如图 9.4 所示。为了便于施工吊装，两铰门式刚架通常做成三段，常在横梁中弯矩为零(或弯短较小)的截面处设置接头，用焊接或螺栓连接成整体。

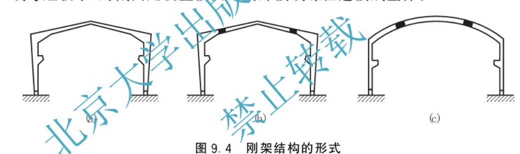


图 9.4　刚架结构的形式

(a) 三铰折线形门式刚架；(b) 两铰折线形门式刚架；(c) 两铰拱形门式刚架

3）纵向排架

纵向排架由纵向柱列、连系梁、吊车梁和柱间支撑组成，如图 9.5 所示。其作用是保证厂房结构的纵向稳定性和刚度，并承受作用在山墙的纵向风荷载以及吊车纵向水平荷载和地震纵向作用以及温度变化产生的应力等。

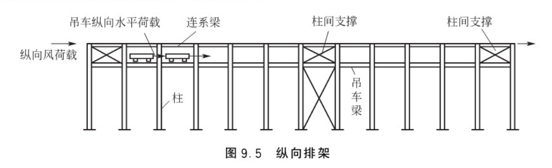


图 9.5　纵向排架

4）吊车梁

吊车梁简支在牛腿上，主要承受吊车的竖向和横向荷载或纵向水平荷载，并将它们分别传至横向或纵向排架或刚架。

5）支撑系统

支撑包括屋盖支撑和柱间支撑。支撑的作用是加强厂房结构的空间刚度，并保证结构构件在安装和使用阶段的稳定，同时传递水平荷载的作用。

6）托架

有时由于工艺上的要求，需要改变柱距而布置托架。有时为了满足屋盖部分需求采用标准构件，在柱距大的开间布置托架，以此来承担屋架传来的荷载。托架的形式如图 9.6 所示。

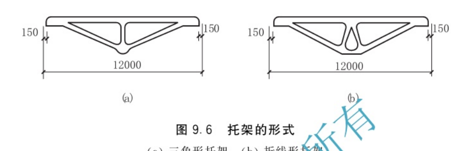


图 9.6　托架的形式

(a) 三角形托架；(b) 折线形托架

7）连系梁及抗风柱

厂房周围的围护墙的重力是通过连系梁传至排架柱，同时连系梁与柱组成纵向排架。抗风柱的主要作用是承受山墙的风荷载，由它传至基础。

8）基础

基础的作用是承受排架或刚架传来的荷载，并将荷载扩散传给地基。

9.1.2　单层厂房排架计算

1. 单层厂房的受力特点

单层厂房在横向由若干榀排架组成，在纵向由吊车梁、连系梁将横向排架连接在一起形成空间结构体系。按空间结构体系进行内力分析，厂房结构属于多次超静定结构，比较复杂。在厂房结构设计中，一般按纵、横两个方向拆分为横向排架和纵向排架分别计算，即假定作用于某一平面排架上的荷载完全由该排架承担，其他各结构构件不受其影响。横向排架承担厂房的主要荷载，包括屋盖荷载(屋盖自重、雪荷载、屋面活荷载等)、吊车荷载(吊车的竖向荷载及刹车引起的水平荷载)、风荷载、水平和竖向地震作用，以及纵横墙的自重等，如图 9.7 所示。纵向排架主要承担纵向的水平荷载，如由山墙传来的纵向水平风力，吊车刹车产生的纵向水平力，以及纵向水平地震作用。横向排架承担着厂房的主要荷载，而且跨度大，所以柱中内力较大，需具有足够的强度和刚度。纵向排架一般比较薄弱，所以必须增设柱间支撑，以保证其稳定。因屋架与柱顶铰接，也必须依靠支撑系统来传递水平力至基础。

排架计算的主要内容有：确定计算简图、荷载计算、内力分析和控制截面的内力组合、柱和基础配筋。

2. 排架计算简图

(1) 计算单元。由于厂房的屋面荷载、雪荷载、风荷载及结构刚度都是均匀分布的，

一般柱距相等，可以从任意两个相邻的柱距中线截出一个典型区段，该区段称为计算单元，各个平面排架之间互不影响，各自独立工作，如图9.8所示。

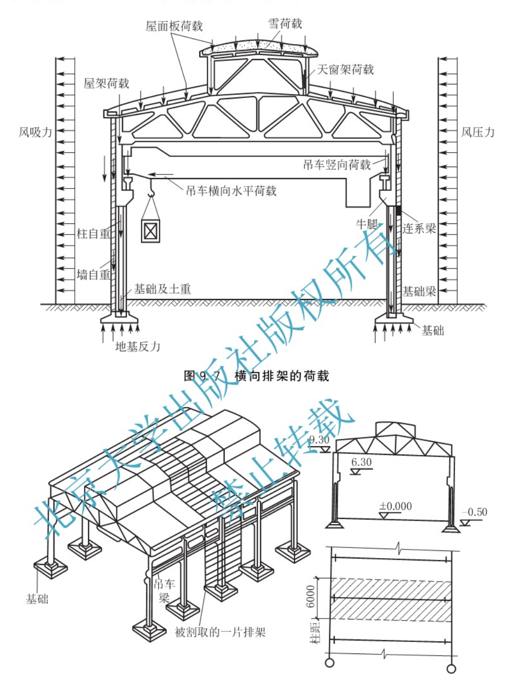


图9.7 横向排架的荷载

图9.8 横向平面排架计算单元示意图

计算单元中的排架将承受计算单元范围内的屋面荷载、雪荷载和风荷载。吊车荷载是移动的局部荷载，应根据吊车梁传给柱的力来计算。

(2) 基本假定。考虑单层厂房的实际构造，为简化排架分析，做出如下假定。

① 柱上端与屋架(屋面梁)铰接，下端固接于基础顶面。

② 假定屋架或屋面梁刚度无限大。

③ 计算简图：在计算简图中柱的轴线分别取上、下截面柱顶面的形心线。牛腿顶面以上为上柱，其高度为H_1(或H_u)，可由柱顶标高减去牛腿顶面标高求得。柱的总高H_2(或H)可由柱顶标高减去基础顶面标高求得。基础顶面标高一般取－0.5m左右。柱的总

高求得后，即可推得下柱的高度 $H_L = H_2 - H_1$。图 9.9 所示为单跨排架的计算简图。各部分柱的截面抗弯刚度 EI，可由预先假定的截面形状和尺寸确定。

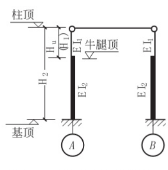


图 9.9 单跨排架计算简图

3. 排架荷载计算

作用在横向排架上的荷载(图 9.7)如下。

1) 屋盖恒荷载 P_1

屋盖恒荷载包括各构造层(如保温层、隔热层、防水层、隔离层、找平层等)重量，屋面板、天沟板、屋架、天窗架及其支撑重量等，可按屋面构造、屋面构件标准图以及《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)等进行计算。当屋面坡度较陡时，负荷面积应按斜面面积计算。

屋盖恒荷载 P_1 的作用点位于屋架支承反力中心交点处。一般 P_1 对上柱截面的几何中心有一偏心距 e_1，P_1 对下柱截面的几何中心又增加了附加偏心距 e_a，e_a 为上下柱几何中心线之间的距离，因此屋盖自重作用下的排架计算简图如图 9.10 所示。

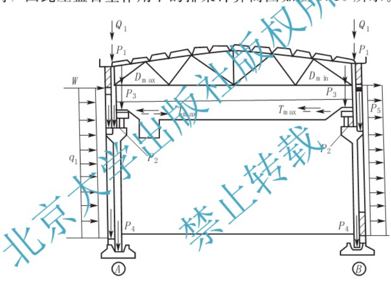


图 9.10 排架受荷示意图

2) 恒荷载 P_2、P_3、P_4 和 P_5

(1) P_2 为上柱自重，沿上柱中心线作用，按上柱截面尺寸和柱高计算。

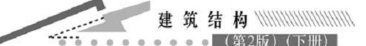
(2) P_3 为吊车梁及轨道等零件自重，可按吊车梁及轨道连接构造的标准图采用。P_3 沿吊车梁中心线作用于牛腿顶面，一般吊车梁中心线到柱外缘(边柱)或柱中心线(中柱)的距离为 750mm。

(3) P_4 为下柱自重，沿下柱中心线作用，按下柱截面尺寸和柱高计算。对于工字形截面柱，考虑到沿柱高方向部分为矩形截面(如柱的下部及牛腿部分)，可以乘以 1.1～1.2 的增大系数。

(4) P_5 由柱牛腿上的承墙梁传来的围护结构自重。根据围护结构的构造和《建筑结构荷载规范》规定的材料重度计算，P_5 沿承墙梁中心线作用于柱牛腿顶。

3) 屋面活荷载 Q_1

屋面活荷载包括屋面均布活荷载、雪荷载和积灰荷载 3 种，均按屋面的水平投影面积计算，屋面均布活荷载按《建筑结构荷载规范》采用。当施工荷载较大时，则按实际情况采用。



（1）雪荷载是积雪重量。《建筑结构荷载规范》规定，屋面水平投影面上的雪荷载标准值，应按下式计算

$$S_k = \mu_r S_0 \tag{9.1}$$

式中：S_k——雪荷载标准值，单位为 kN/m^2；

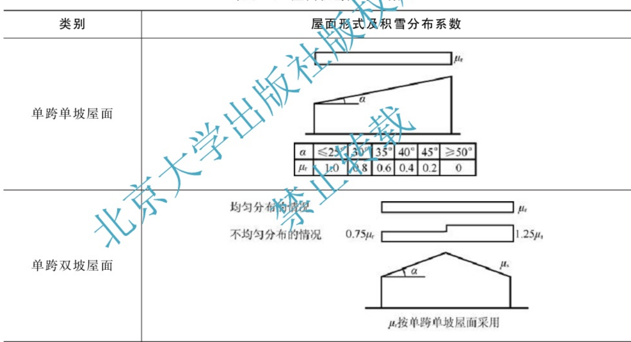
μ_r——屋面积雪分布系数；

S_0——基本雪压，单位为 kN/m^2。

基本雪压 S_0 是以一般空旷平坦地面上统计的 50 年一遇的最大积雪自重给出的。根据全国各地区气象台站的长期气象观测资料，制定了全国基本雪压分布图和全国各城市雪压表，具体参见《建筑结构荷载规范》的附录 D。例如，上海的基本雪压为 0.20kN/m^2，济南为 0.30kN/m^2，北京为 0.40kN/m^2。

屋面积雪分布系 μ_r 是指屋面水平投影面积上的雪荷载与基本雪压的比值，它与屋面形式、朝向及风力等均有关。通常情况下，屋面积雪分布系数应根据不同类别的屋面形式确定，具体见《建筑结构荷载规范》。表 9－1 列出了常用的两种。

表 9－1　屋面积雪分布系数



类别	屋面形式及积雪分布系数
单跨单坡屋面	μ_r；α α: ≤25°, 30°, 35°, 40°, 45°, ≥50° μ_r: 1.0, 0.8, 0.6, 0.4, 0.2, 0
单跨双坡屋面	均匀分布的情况 μ_r 不均匀分布的情况 0.75μ_r 1.25μ_r α μ_r μ_r按单跨单坡屋面采用

注：单跨双坡屋面仅当 20°≤α≤30°时，可采用不均匀分布情况

雪荷载的组合值系数可取 0.7，频遇值系数可取 0.6。考虑我国各地区寒冷时间长短不同，积雪消融时间有较大差异，有些地区甚至长期积雪，准永久值系数按Ⅰ、Ⅱ和Ⅲ分区的不同，分别取 0.5、0.2 和 0，雪荷载准永久值系数分区图按《建筑结构荷载规范》附图采用。

（2）积灰荷载。对生产中有大量排灰的厂房及其邻近建筑物应考虑积灰荷载，可参考《建筑结构荷载规范》。

屋面活荷载 Q_1 与屋盖自重 P_1 的作用点相同。排架计算时，屋面均布活荷载不与雪荷载同时考虑，两者中仅取较大值；同样积灰荷载只应与雪荷载或者与屋面均布活荷载同时考虑，而选其较大者。屋面均布荷载根据不上人屋面和上人屋面分别选为 0.7kN/m^2 和 1.5kN/m^2。

4）吊车荷载 D_{max}、D_{min} 和 T_{max}

吊车荷载是一种特殊的活荷载，作用方向既有竖向，又有水平方向，水平方向又分沿厂房横向和纵向两种。《起重机设计规范》(GB/T 3811—2008)按吊车荷载达到其额定值的频繁程度分成轻、中、重、特重4个载荷状态，并称为吊车的轻、中、重、特重4级工作制。另外又按吊车在使用期内要求的总工作循环次数分成12个利用等级。根据要求的利用等级和载荷状态，确定吊车的工作级别，共分8个级别作为吊车设计的依据，如表9-2所示。

表9-2 工作制与工作级别的对应关系

工作制等级	轻级	中级	重级	特重级
工作级别	A1～A3	A4～A5	A6～A7	A8

工业厂房中一般采用桥式吊车。桥式吊车由大车(桥架)和小车组成。大车在吊车梁的轨道上沿厂房纵向行驶，小车在大车的导轨上沿厂房横向运行，小车上装有带吊钩的卷扬机。吊车对横向排架的作用有吊车竖向垂直荷载(简称垂直荷载)和横向水平荷载(简称水平荷载)，现分述如下。

(1) 吊车垂直荷载 D_{max}、D_{min}。当小车吊有规定的最大起重量标准值 Q 开到大车某一侧的极限位置时(图9.11)，在这一侧的每个大车轮压为吊车的最大轮压标准值 P_{max}，而在另一侧的为最小轮压标准值 P_{min}，P_{max} 和 P_{min} 同时发生，它们通常可根据吊车型号、规格(起重量 Q 和跨度 L_h)，由表9-3查得。有时，P_{min} 也可按式(9.2)计算

$$P_{min}=\frac{G+g+Q}{2}-P_{max} \tag{9.2}$$

式中：G、g——分别为大车、小车自重的标准值；

Q——吊车起重量的标准值。

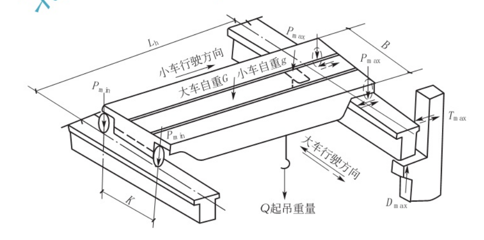


图9.11 桥式吊车的受荷情况

式(9.2)用于四轮吊车。

吊车是移动的，因此，由 P_{max} 产生的支座(柱)的最大垂直反力(荷载)的标准值 $D_{k,max}$，可以利用吊车梁的支座垂直反力影响线进行计算。另一排架柱上，则由 P_{min} 产生 $D_{k,min}$。$D_{k,max}$、$D_{k,min}$ 就是作用在排架上的吊车垂直荷载的标准值，两者也是同时发生的。当采用

两台相同起重吊车时，利用图 9.11 所示的简支梁支座反力影响线以及吊车梁的跨度 L_h、吊车的宽度 B 和轮距 K（表 9-3），可求出吊车垂直荷载的设计值 D_{max} 和 D_{min} 为

$$\begin{aligned} D_{max} &= \gamma_Q D_{k,max} = \gamma_Q \psi_c P_{max} \sum y_i \\ D_{min} &= \gamma_Q D_{k,min} = \gamma_Q \psi_c P_{min} \sum y_i \end{aligned} \tag{9.3}$$

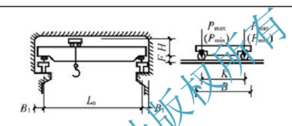
式中：P_{max}，P_{min}——每台吊车最大、最小轮压的标准值；

y_i——与吊车轮子相对应的支座反力影响线上的竖标，可按图 9.12 所示的几何关系求得；

γ_Q——可变荷载分项系数，$\gamma_Q = 1.4$；

ψ_C——多台吊车荷载折减系数，具体参见下文。

表 9-3　电动桥式和单梁式吊车数据表



起重量 Q/t	跨度 l_n/m	起升高度/m	中级工作制				主要尺寸/mm						大车轨道重/(kN/m)
			P_{max}/kN	P_{min}/kN	小车重 g/kN	吊车重 G/kN	吊车最大宽度 B	大车轮距 K	大车底面至轨道顶面的距离 F	轨道顶面至吊车顶面的距离 H	轨道中心至吊车外缘的距离 B_1	操纵室底面至主梁底面的距离 h_s	
5	10.5	12	64	19	19.9	116	4500	3400	−24	1735.5	230.0	2350	0.38
	13.5		70	22		134			126			2195	
	16.5		76	27.5		157			226			2170	
	22.5		90	41		212	4660	3550	526			2180	
10	10.5	12	103	18.5	39.0	143	5150	4050	−24	1670.0	230.0	2350	0.43
	13.5		109	22		162			126			2195	
	16.5		117	26		186			226			2170	
	22.5		133	37		240	5290	4050	526			2180	
15/3	10.5	12/14	135	41.5	73.2	203	5660	4400	80	2047	230	2290	0.43
	13.5		145	40		220			80			2290	
	16.5		155	42		244			180			2170	
	22.5		176	55		312			390	2137		2180	
20/5	10.5	12/14	158	46.5	77.2	209	5600	4400	80	2046	230	2280	0.43
	13.5		169	45		228			84			2280	
	16.5		180	46.5		253			184			2170	
	22.5		220	60		324			392	2136	260	2180	

续表

起重量 Q/t	跨度 l_n/m	起升高度/m	中级工作制 P_{max}/kN	P_{min}/kN	小车重 g/kN	吊车重 G/kN	主要尺寸/mm 吊车最大宽度 B	大车轮距 K	大车底面至轨道顶面的距离 F	轨道顶面至吊车顶面的距离 H	轨道中心至吊车外缘的距离 B_1	操纵室底面至主梁底面的距离 h_s	大车轨道重/(kN/m)
3	10.5		26.8 26.3	6.7 5.7	84	37 34	3050	2000		1000	186		0.38
	13.5		28.0 27.3	7.4 6.7		41 38	3250	2400		1000			
	16.5		30.3 29.5	9.2 8.5		49 46	3450	2800		1300			
5	10.5		39.2 38.0	7.3 7.0	12.4	43 40	3050	2000		10000	185		0.43
	13.5		39.7 38.8	9.05 8.45		47.5 44.5	3250	2000		10000			
	16.5		43.0 42.1	9.5 8.9		55 52	3450	2800		1300			

注：表中第一、第二大行为电动单钩桥式吊车数据表(大连起重机厂)；第三、第四大行为电动双钩桥式吊车数据表；第五、第六大行为电动单梁起重机(沈阳起重机厂)，其中一些单元格分二小行；上小行数值均表示带操纵室的，下小行数值表示无操纵室的(即地面操纵的)

当厂房内有多台吊车时，《建筑结构荷载规范》规定：一般单跨厂房按不多于两台吊车计算排架上的吊车垂直荷载；当为多跨厂房时，一般按不多于四台吊车进行计算；当某跨近期及远期均肯定只设一台吊车时，该跨方可按1台吊车考虑。多台吊车引起的内力参加组合时，各种吊车荷载情况的内力应予折减，两台吊车参加组合时，对于中、轻级工作制吊车，折减系数取0.9，对于重级工作制吊车，折减系数取0.95；当4台吊车参加组合时，对于中、轻级工作制吊车，折减系数取0.8，对于重级工作制吊车，折减系数取0.85。

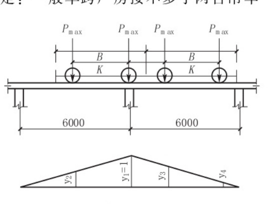


图9.12 吊车梁支座反力影响线

(2) 吊车水平荷载 T_{max}。吊车横向水平荷载，是指当小车吊着重物在大车轨道上启动和制动时所产生的惯性力，它通过小车制动轮与大车上的轨道之间的摩擦力传给大车，再经过大车轮由轨顶经埋设在吊车梁顶面的连接件传给上柱，因此横向制动力作用在吊车梁顶面标高处。横向制动力应等分作用在排架的两侧柱子上(A 柱和 B 柱)，它的方向有向左向右两种可能性，如图9.13所示。

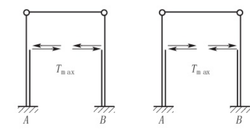
对于四轮吊车，当它满载运行时，每个轮子产生的横向水平制动力的标准值 T 可按式(9.4)计算

$$T = \frac{\alpha}{4}(Q + g) \tag{9.4}$$

式中：Q——吊车起重量标准值；

g——小车自重的标准值；

α——横向制动力系数。



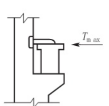


图 9.13 吊车横向制动力作用于排架示意图

对于硬钩吊车，$\alpha=0.2$。

对于软钩吊车：当 $Q\leqslant 100$kN 时，$\alpha=0.12$；当 $Q=150\sim 500$kN 时，$\alpha=0.10$；当 $Q\geqslant 750$kN 时，$\alpha=0.08$。

每个轮子传给吊车轨道的横向水平制动力的标准值 T 确定后，便可按与吊车垂直荷载相同的方法来确定最终作用于排架柱上的吊车水平荷载的设计值，两者仅作用方向不同。

计算公式为

$$T_{max} = \gamma_Q T_{k,max} = \gamma_Q \psi_c T \sum y_i \tag{9.5}$$

不论单跨和多跨厂房，在计算横向水平荷载时，一个排架上最多只能考虑两台吊车。

当吊车(大车)沿厂房纵向运行突然刹车时，吊车自重及吊重的惯性将引起吊车纵向制动力，并由吊车一侧的所有制动轮传至轨道，如图 9.14 所示，最后通过吊车梁传给纵向柱列或柱间支撑。每台吊车纵向制动力 T_0 的设计值可按式(9.6)计算

$$T_0 = \gamma_Q m T = \gamma_Q m \frac{nP_{max}}{10} \tag{9.6}$$

式中：P_{max}——吊车最大轮压；

n——吊车每侧的制动轮数，对于一般四轮吊车，$n=1$；

m——起重量相同的吊车台数，不论单跨或多跨厂房，当 $m>2$ 时，取 $m=2$。

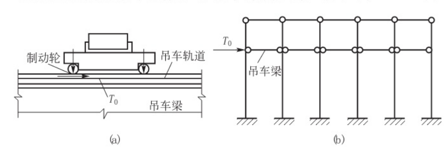


图 9.14 作用于纵向排架的吊车水平荷载

(a)每台吊车纵向制动力 T_0 作用位置；(b)T_0 计算简图

作用在纵向排架上的吊车水平荷载的作用位置如图 9.14 所示。

在计算作用于纵向排架的吊车水平荷载时，不论单跨或多跨厂房，最多只考虑两台吊车同时刹车。当无柱间支撑时，吊车水平荷载将由同一伸缩缝区段内所有柱共同负担，按各柱沿厂房的抗侧移刚度大小分配；当设有柱间支撑时，全部纵向水平荷载由柱间支撑承担。

5）风荷载

作用在建筑物或构筑物表面上的风压，称为风荷载。当计算主要承重结构时，垂直于建筑物表面上的风荷载标准值应按下式计算

$$\omega_k = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_0 \tag{9.7}$$

式中：ω_k——风荷载标准值，单位为 kN/m²；

β_z——高度 z 处的风振系数，对单层厂房结构，取 $\beta_z=1.0$；

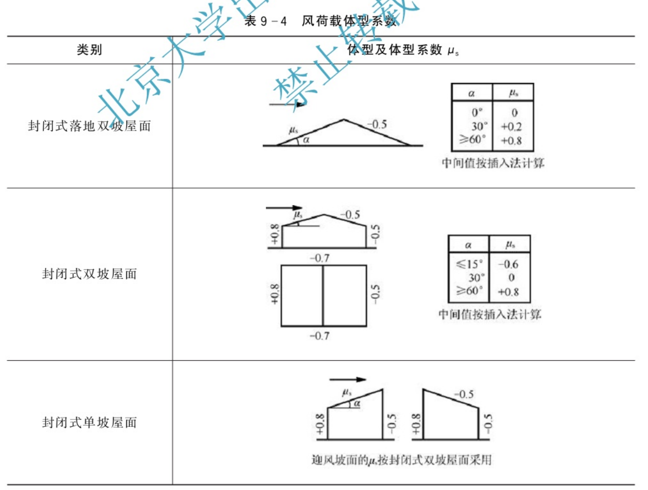
μ_s——风荷载体型系数；

μ_z——风压高度变化系数；

ω_0——基本风压，单位为 kN/m²。

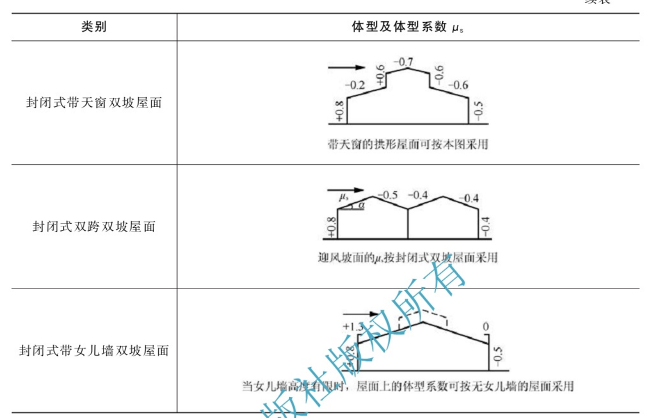
（1）风荷载体型系数 μ_s。风荷载体型系数 μ_s 是指风作用在建筑物表面上所引起的实际压力(或吸力)与基本风压的比值，它描述的是建筑物表面在稳定风压作用下的静态压力分布规律，主要与建筑物的体型和尺度有关，也与周围环境和地面粗糙度有关，按《建筑结构荷载规范》的规定采用。表 9－4 给出了部分常用建筑物的风荷载体型系数。注意：正值表示该表面风力为压力，负值为吸力(拉力)。

表 9－4 风荷载体型系数



类别	体型及体型系数 μ_s
封闭式落地双坡屋面	μ_s，α，−0.5；α=0°：μ_s=0；30°：+0.2；≥60°：+0.8；中间值按插入法计算
封闭式双坡屋面	μ_s，−0.5，+0.8，−0.5，−0.7，+0.8，−0.5，−0.7；α≤15°：μ_s=−0.6；30°：0；≥60°：+0.8；中间值按插入法计算
封闭式单坡屋面	μ_s，α，+0.8，−0.5；−0.5，+0.8，−0.5；迎风坡面的μ_s按封闭式双坡屋面采用

续表



类别	体型及体型系数 μ_s
封闭式带天窗双坡屋面	带天窗的拱形屋面可按本图采用
封闭式双跨双坡屋面	迎风坡面的μ_s按封闭式双坡屋面采用
封闭式带女儿墙双坡屋面	当女儿墙高度有限时，屋面上的体型系数可按无女儿墙的屋面采用

（2）风压高度变化系数 μ_z。在大气边界层内，风速随离地面高度的增大而增大，风速增大的规律主要取决于地面粗糙度，通常认为在离地面高度超过 300～500m 以后，风速才不再受地面粗糙度的影响。根据地面地貌情况，《建筑结构荷载规范》将地面粗糙度分为 A、B、C、D 四类。

① A 类：指近海海面和海岛、海岸、湖岸及沙漠地区。

② B 类：指田野、乡村、丛林、丘陵及房屋比较稀疏的乡镇和城市郊区。

③ C 类：指有密集建筑群的城市市区。

④ D 类：指有密集建筑群且房屋较高的城市市区。

对于平坦或稍有起伏的地形，风压高度变化系数应根据地面粗糙度类别按表 9－5 取用；对于山区的建筑物，风压高度变化系数可按平坦地面的粗糙度类别，按表 9－5 取值后，还应考虑地形条件进行修正；对于远海海面和海岛的建筑物和构筑物，风压高度变化系数可按 A 类粗糙度类别，由表 9－5 取值后，还应考虑离海岸距离进行修正。

表 9－5　风压高度变化系数

离地面或海平面高度/m	地面粗糙程度类别			
	A	B	C	D
5	1.17	1.00	0.74	0.62
10	1.38	1.00	0.74	0.62
15	1.52	1.14	0.74	0.62

续表

离地面或海平面高度/m	地面粗糙程度类别			
	A	B	C	D
20	1.63	1.25	0.84	0.62
30	1.8	1.42	1.00	0.62
40	1.92	1.56	1.13	0.73
50	2.03	1.67	1.25	0.84
60	2.12	1.77	1.35	0.93
70	2.20	1.86	1.45	1.02
80	2.27	1.95	1.54	1.11
90	2.34	2.02	1.62	1.19
100	2.40	2.09	1.70	1.27
150	2.64	2.38	2.03	1.61
200	2.83	2.61	2.30	1.92
250	2.99	2.80	2.54	2.19
300	3.12	2.97	2.75	2.45
350	3.12	3.12	2.94	2.68
400	3.12	3.12	3.12	2.91
≥450	3.12	3.12	3.12	3.12

(3) 基本风压 ω_0。基本风压 ω_0 是以当地空旷平坦地面上10m高度处10min的平均风速观测数据，经概率统计得到的50年一遇的最大风速 v_0(m/s)，按 $\omega_0=0.5\rho v_0^2$ 确定的风压，ρ 为空气的质量密度(t/m^3)，可按《建筑结构荷载规范》附录确定。

基本风压应按《荷载规范》中全国基本风压分布图和附录给出的数据采用，但不得小于0.3kN/m^2。

因此，计算公式(9.7)的思路是：以房屋所在地的基本风压 ω_0 为基准，对房屋高度、体型加以修正，得出房屋距室外地坪高度 z 处的风荷载标准值(kN/m^2)，再由风荷载标准值乘以风荷载分项系数($\gamma_Q=1.4$)求出风荷载设计值。

排架计算时，作用于柱顶以下墙面的风荷载按均布荷载考虑，迎风面为 q_1，背风面为 q_2，其风压高度变化系数可按柱顶标高取值；柱顶以上的风荷载仍取为均布荷载考虑，但对排架的作用可简化为作用在柱顶的集中荷载 W，其风压高度变化系数为：有矩形天窗时，按天窗檐口取值；无矩形天窗时，按厂房檐口标高取值或柱顶标高取值，如图9.15所示。风荷载是可以变向的，故应考虑左、右两向受风情况。

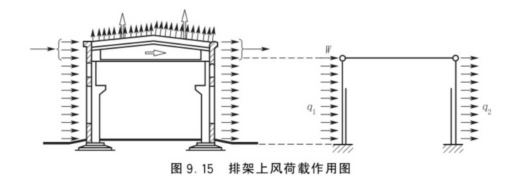
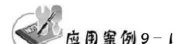


图 9.15　排架上风荷载作用图



应用案例9－1

某一单层单跨厂房，排架柱距为6m，排架剖面如图9.16(a)所示，查得的风载体型系数注于图中，基本风压值 $\omega_0 = 0.55\text{kN/mm}^2$。求作用于排架上的风荷载设计值。

【解】

(1) 柱顶以下的风荷载近似地按横向均布荷载计算，μ_z 按柱顶离地面高度计算，查得地面粗糙度B类在15m高度处 $\mu_z = 1.14$，在10m高度处 $\mu_z = 1.0$，故

$$\mu_z = 1.0 + \frac{1.14 - 1}{15 - 10}(12.3 - 10) \approx 1.064$$

$$q_1 = (1.4 \times 0.8 \times 1.064 \times 6 \times 0.55)\text{kN/m} \approx 3.93\text{kN/m}$$

$$q_2 = (1.4 \times 0.5 \times 1.064 \times 6 \times 0.55)\text{kN/m} \approx 2.46\text{kN/m}$$

(2) 作用于柱顶以上的风荷载，通过屋架以集中力 F_w 的形式作用于排架柱顶，μ_z 按屋盖平均高度15.68m计算：$\mu_z = 1.14 + (1.25 - 1.14) \times \dfrac{15.68 - 15}{20 - 15} \approx 1.155$，则作用在柱顶的集中风荷载的设计值为

$$F_w = \gamma_Q \mu_z b \omega_0 \sum \mu_{si} h_i = 1.4 \times 1.155 \times 6 \times 0.55 \times [(+0.8 + 0.5) \times 2.3 + (-0.2 + 0.6) \times 1.33 + (+0.6 + 0.6) \times 2.67 + (-0.7 + 0.7) \times 0.46]\text{kN} \approx 35.89\text{kN}$$

计算简图如图9.16(b)所示。

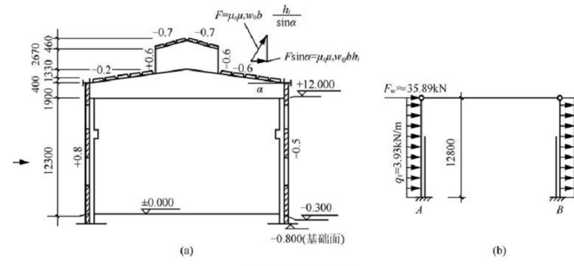


图 9.16　风载作用

课题9.2 单层厂房的排架内力计算

9.2.1 用剪力分配法计算等高排架

从排架计算的观点看，柱顶水平位移相等的排架称为等高排架。等高排架有柱顶标高相同和柱顶标高不相同而柱顶由倾斜横梁贯通相连两种情形，如图9.17所示，由于假定横梁无轴向变形，两者中各柱顶位移相等。

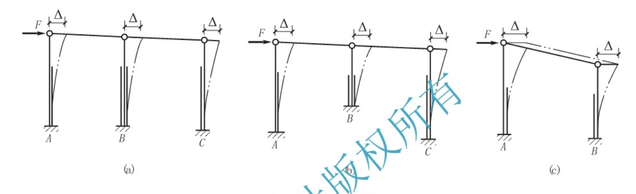


图9.17 等高排架

(a) 柱顶、柱底标高都相同；(b) 柱顶标高都相同但柱底标高不相同；(c) 柱顶标高不同、柱底标高相同

1. 等高排架在柱顶集中力作用下的内力分析

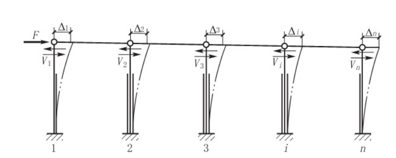
由于在力F作用下，各柱均有Δ侧移，则各柱顶截面处将出现一组剪力V_1，V_2，…，V_n，如图9.18所示。根据力平衡条件及各柱顶的变形协调条件，可得

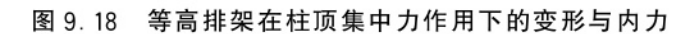
$$F = V_1 + V_2 + \cdots + V_i + \cdots + V_n = \sum_{i=1}^{n} V_i \tag{9.8}$$

$$\Delta_1 = \Delta_2 = \cdots = \Delta_i = \cdots = \Delta_n = \Delta \tag{9.9}$$

假定柱顶单位力作用下的侧移为δ，如图9.19所示，则第i根变阶柱有

$$V_i \delta_i = \Delta_i \tag{9.10}$$




图9.18 等高排架在柱顶集中力作用下的变形与内力

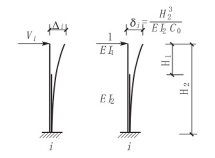


图9.19 变形与力的关系

由结构力学可求得计算δ的公式，如图9.20所示。

计算δ的公式为

$$\delta = \frac{H_2^3}{3EI_2}\left[1 + \frac{H_1^3}{H_2^3}\left(\frac{I_2}{I_1} - 1\right)\right] \tag{9.11}$$

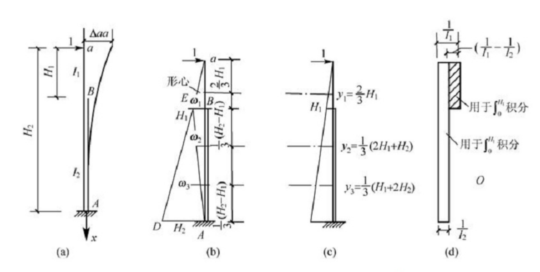


图 9.20 柱顶侧移 δ 计算图

(a) 柱顶侧移；(b) M_p图；(c) M_i图；(d) $\frac{1}{I_1}$图

令 $H_1/H_2=\lambda$，$J_1/J_2=n$，代入式(9.11)得

$$\delta=\frac{H_2^3}{3EI_2}\left[1+\lambda^3\left(\frac{1}{n}-1\right)\right]=\frac{H_2^3}{EI_2C_0}$$

式中

$$C_0=\frac{3}{1+\left(\frac{1}{n}-1\right)\lambda^3}$$

由式(9.10)得

$$V_i=\frac{1}{\delta_i}\Delta_i=\frac{1}{\delta_i}\Delta$$

代入式(9.8)得

$$F=\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{\delta_i}\Delta_i=\Delta\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{\delta_i}$$

则

$$\Delta=\frac{F}{\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{\delta_i}}$$

所以

$$V_i=\frac{\frac{1}{\delta_i}}{\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{\delta_i}}F=\eta_i F$$

式中 η_i 称为第 i 柱的剪力分配系数，它等于第 i 柱自身的抗剪刚度与所有柱的总抗剪刚度之比，并且满足 $\sum\eta_i=1$ 。求得各柱柱顶剪力之后，各柱的内力便可求得。

2. 等高排架在任意荷载作用下的内力分析

对任意荷载作用下的情况，如图 9.21(a)所示，把计算过程分为两个步骤：①在直接

受荷柱的顶端加一铰支座以阻止水平侧移，求出其支座反力 R，如图 9.21(b)所示；②撤除附加的铰支座，且加反向作用力 R 于排架柱顶，如图 9.21(c)所示；③把图 9.21(b)、图 9.21(c)两种情况求得的排架各柱内力叠加起来，即为排架的实际内力。

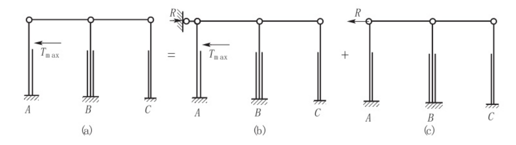


图 9.21　求支座反力 R

(a) 任意荷载作用图；(b) R 与 T 共同作用图；(c) 仅 R 作用图

对其他各种荷载情况也可以用同样的方法进行分析，如图 9.22 所示。

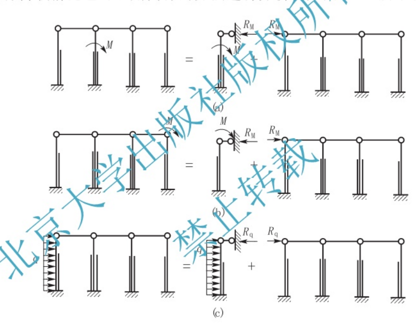


图 9.22　各种荷载情况

(a) 弯矩 M 作用在牛腿处图；(b) 弯矩 M 作用于支座处图；(c) 均布荷载 q 作用图

顶端为不动铰，下端为固定端的变截面柱在各种荷载作用下的铰支座反力 R 可以用结构力学的方法求解。

9.2.2　排架的荷载组合和内力组合

内力组合是将排架内力分析中各单项荷载内力计算的结果，经过组合，求出起控制作用的截面的最不利内力，以此作为柱及基础配筋计算的依据。

1. 控制截面

荷载作用下柱子内力是沿柱高变化的，设计时选择对全柱配筋起控制作用的截面进行内力组合。对一般单阶柱，为便于施工，上、下柱每段高度范围内往往配筋相同，因此需分别找出上柱及下柱的控制截面。

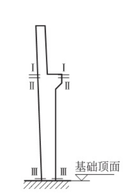


图 9.23　柱的控制截面

上柱：上柱底截面 M、N 一般比上柱其他截面大，如图 9.23 中的Ⅰ—Ⅰ截面。

下柱：在吊车竖向荷载作用下，牛腿面处Ⅱ—Ⅱ截面 M 最大，在风荷载或吊车横向水平力作用下，柱底截面Ⅲ—Ⅲ的 M 最大，同时Ⅲ—Ⅲ截面内力 M、V、N 也是设计基础的依据。故下柱常取Ⅱ—Ⅱ、Ⅲ—Ⅲ作为控制截面。

2. 荷载组合

作用于单层厂房上的各种活荷载同时达到最大值，这种可能性极小。因此《建筑结构荷载规范》规定，在进行各种荷载引起的结构最不利内力组合时，对一般排架结构，当有两个或两个以上的可变荷载参与组合且其中包括风荷载时，荷载组合系数取 0.85；在其他情况下荷载组合系数取 1.0。

在恒载、屋面活载、吊车荷载和风荷载作用下的排架结构，对于每一个控制截面上的不利内力，可能出现以下 8 种荷载组合情况。

(1) 恒载＋0.85×(屋面活载＋风荷载＋吊车荷载)。

(2) 恒载＋0.85×(风荷载＋吊车荷载)。

(3) 恒载＋0.85×(屋面活载＋风荷载)。

(4) 恒载＋1.0×(屋面活载＋吊车荷载)。

(5) 恒载＋吊车荷载。

(6) 恒载＋风荷载。

(7) 恒载＋屋面活载。

(8) 恒载。

以上 8 种荷载组合中，内力不利组合由情况(4)、(5)、(6)控制较少，由(1)、(2)、(3)控制较多，上柱有时由情况(3)控制。当风荷载较小，吊车吨位较大时，可能由(4)、(5)控制；当风荷载较大，吊车吨位较小，以及有高天窗时，可能由情况(6)控制。

3. 内力组合

内力组合的目的是对钢筋混凝土柱配筋，除了双肢柱外剪力对柱配筋不起控制作用，而对基础设计，M、V、N 都对其有影响；在 M、N 作用下，排架为偏心受压构件，其截面上的内力有 $\pm M$、N、$\pm V$，因有异号弯矩，柱截面往往采用对称配筋 $A_s = A_s'$。对于大偏心受压构件在内力组合时，M 愈大，N 愈小，$e_0 = M/N$ 愈大，配筋愈多；对于小偏心受压构件，M 愈大，N 愈大，配筋愈多。因此，在内力组合时，应尽量使 M 大，在风荷载及水平刹车力作用下，轴力为 0，弯矩不为 0，组合时应考虑。通常选择以下几种组合。

(1) $+M_{max}$ 及相应 N、V。

(2) $-M_{max}$ 及相应 N、V。

(3) N_{max} 及相应 M、V。

(4) N_{min} 及相应 M、V。

内力组合有如下特点。

(1) 组合中的第一个内力为主要内力，应使其绝对值为最大。

(2) 任一组合中都必须包括由恒荷载引起的内力。

(3) D_{max}作用在A柱与D_{max}作用在B柱两种情况不能同时出现，只能选择其中一种情况参加组合。

(4) T_{max}的作用必须与D_{max}的作用同时考虑，因为有T_{max}必有D_{max}，T_{max}向左或向右视情况需要择一参加组合。

(5) 风荷载可能从左方向或右方向作用于厂房。

(6) 屋面活荷载按最不利原则考虑。

(7) 组合N_{min}时，对于$N=0$的风荷载也应考虑组合。

此外，对称配筋的柱、内力组合(1)、(2)可合并为与相应的N和V。对于Ⅰ—Ⅰ和Ⅱ—Ⅱ控制截面内力一般只组合M和N，对于Ⅲ—Ⅲ截面为设计基础，除组合M、N外，还要组合V。

课题9.3 牛腿柱及基础设计

9.3.1 单层厂房柱设计

由于生产工艺要求不同，厂房的高度、跨度、跨数、剖面形状和吊车起重量也各不相同，因而要使单层厂房柱完全定型化和标准化是极其困难的。目前虽有一些标准设计(如标准图集CG335)，但在许多情况下设计者要自行设计。

柱的截面形式和尺寸按前文所述确定后，主要任务是进行柱的截面配筋计算(包括使用阶段和施工阶段的计算)以及柱牛腿设计。

1. 柱截面配筋计算

1) 使用阶段计算要点

(1) 截面尺寸。截面Ⅰ—Ⅰ用上柱的截面尺寸，且通常为矩形；截面Ⅱ—Ⅱ、Ⅲ—Ⅲ用下柱的截面尺寸，为矩形或工字形。

(2) 材料混凝土强度等级为C20、C30和C40，对于柱以采用较高强度等级的混凝土为宜。柱中钢筋、纵向受力钢筋通常采用HRB335级钢筋，受力较小的柱也可采用HPB235级钢筋。横向箍筋采用HPB235、HRB335级钢筋。

(3) 内力组合的选用。装配式钢筋混凝土厂房结构中的柱常采用对称配筋，故其不利内力组合可简化为$|M|_{max}$与相应的N和V，N_{max}与相应的M、V，以及N_{min}与相应的M、V三种。根据偏心受压构件$M-N$的相关曲线可知。对于大偏心受压，当M相等或相近，小者不利；对于小偏心受压，当M相等或相近，N大者不利；在任何情况下，N相等或相近，M大者不利。根据上述原则，可选择控制情况的内力组合。

2) 施工阶段验算要点

对于钢筋混凝土预制柱，在施工阶段的验算一般是指对吊装过程中的验算。吊装可以采用平吊，也可以采用翻身吊。当柱中配筋能满足运输、吊装时的承载力和裂缝的要求时，宜采用平吊，以简化施工。但是，当平吊需要增加柱中配筋时，则宜考虑改用翻身吊。

不论是平吊还是翻身吊，柱子的吊点一般都设在牛腿的下边缘处，其计算简图如图9.24(b)所示。考虑到起吊时的动力作用，柱的自重须乘以动力系数1.5。当采用翻身吊时，截面的受力方向与使用阶段一致，因而承载力和裂缝均能满足要求，一般不必进行验算。

构件施工阶段的承载力验算，采用弯矩设计值按前面章节所述的公式进行。裂缝宽度的验算则采用弯矩的标准值按前面章节所述方法进行。

柱在施工阶段的弯矩图及控制截面如图 9.24(c)所示。

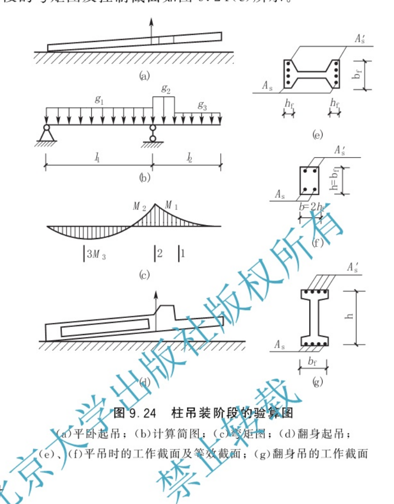


图 9.24 柱吊装阶段的验算图

(a)平卧起吊；(b)计算简图；(c)弯矩图；(d)翻身起吊；(e)、(f)平吊时的工作截面及等效截面；(g)翻身吊的工作截面

2. 牛腿设计

牛腿是单层厂房柱很重要的组成部分，它起着支承吊车梁、屋架和连系梁的作用。它负荷大，受力状态复杂，因此必须重视牛腿设计。

牛腿裂缝示意图如图 9.25 所示。

牛腿按其所受竖向荷载作用点到下柱边缘的距离 c_1 可分为两类，如图 9.26 所示。当 $c_1 \leqslant h$ 时为短牛腿；当 $c_1 > h$ 时为长牛腿。当为长牛腿时，与悬臂梁相似，按悬臂梁进行计算；当为短牛腿时，与悬臂梁的应力状态相差甚大，应按下列方法进行计算。

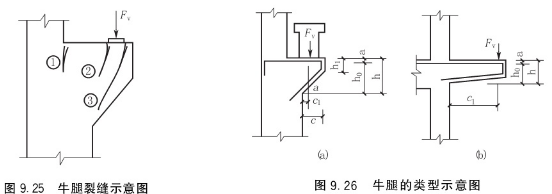


图 9.25 牛腿裂缝示意图

图 9.26 牛腿的类型示意图

(a)短牛腿；(b)长牛腿(悬臂梁)

(1) 牛腿截面尺寸的确定。牛腿的破坏类型有剪切破坏、斜压破坏和弯压破坏，如图 9.27(a)、图 9.27(b)、图 9.27(c)所示。

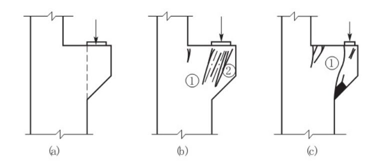


图 9.27 牛腿破坏形态图

(a) 剪切破坏；(b) 斜压破坏；(c) 弯压破坏

为了防止上述各种破坏，牛腿应有足够大小的截面和配置足够的钢筋，并满足构造要求。

先确定牛腿的截面尺寸，通常牛腿与柱同宽，其高度由牛腿斜截面的裂缝控制要求决定。为使牛腿在正常使用阶段不开裂，设计时可根据经验预先假定牛腿高度，然后根据式(9.12)验算。牛腿的几何尺寸还应满足图 9.28 所示的构造要求。

$$F_{vk} \leqslant \beta\left(1 - 0.5\frac{F_{hk}}{F_{vk}}\right)\frac{f_{tk}bh_0}{0.5 + \dfrac{c_1}{h_0}} \tag{9.12}$$

式中：F_{vk}——作用于牛腿顶面按荷载标准组合计算的竖向力值；

F_{hk}——作用于牛腿顶面按荷载标准组合计算的水平拉力值；

β——裂缝控制系数，对于需做疲劳验算的牛腿，$\beta=0.65$，其他牛腿 $\beta=0.80$；

c_1——竖向力作用点至下柱边缘的水平距离，并应考虑 20mm 的安装偏差，当$c_1<0$时，$c_1=0$；

b——牛腿宽度；

h_0——牛腿与下柱交接处的垂直截面有效高度，取 $h_0=h_1-\alpha_s+\cot\alpha$，当 $\alpha>45°$时，取 $\alpha=45°$，c、α 如图 9.28 所示。

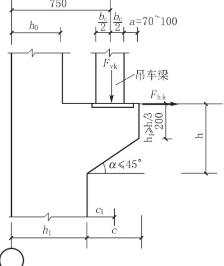


图 9.28 牛腿几何尺寸的确定

(2) 牛腿的配筋计算与构造试验表明，牛腿在即将破坏时的工作状况接近于一三角桁架，如图 9.29 所示，其水平拉杆由纵向受拉钢筋组成，斜压杆由竖向作用点与牛腿根部之间的混凝土组成。因此，牛腿的配筋计算主要是对三角桁架拉杆——牛腿顶面的纵向受力钢筋的计算。

由图 9.29 的平衡条件 $\sum M_A=0$ 可推导得式(9.13)，即

$$A_s \geqslant \frac{F_v c_1}{0.85 f_y h_0} + 1.2\frac{F_h}{f_y} \tag{9.13}$$

式中：A_s——纵向受力钢筋的总截面面积，它由承受竖向力所需的受拉钢筋截面面积和承受水平拉力所需的锚筋截面面积所组成；

F_v——作用于牛腿顶面的竖向荷载设计值；

C_1——垂直荷载 F 作用下，作用点至下柱边缘的水平距离，当 $c_1<0.3h_0$ 时，取 $c_1=0.3h_0$；

F_h——作用于牛腿顶面的水平拉力设计值。

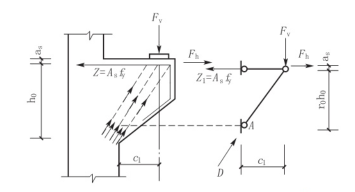


图 9.29　牛腿计算简图

牛腿纵向受力钢筋的总面积除按式(9.13)计算配筋外，尚应满足下列构造要求。

① 纵向受力钢筋宜采用热轧带肋钢筋，并有足够的钢筋抗拉强度充分利用时的锚固长度。

② 其配筋率不应小于 0.2%，也不宜大于 0.6%，且根数不应少于四根，直径不应小于 12mm，如图 9.30 所示，纵向受力钢筋不得下弯兼作弯起钢筋用。

牛腿还应按《混凝土结构设计规范》规定的构造要求设置水平箍筋，以便形成骨架和限制斜裂缝开展。水平箍筋直径应取 6～12mm，间距为 100～150mm，且在上部 $2h_0/3$ 高度范围内的水平箍筋的总面积不应小于纵向受拉钢筋截面面积 A_s 的 1/2。

当牛腿的剪跨比 $l_a/h_0\geqslant 0.3$ 时，应设置弯起钢筋。弯起钢筋也宜采用热轧带肋钢筋，并应配置在牛腿上部 $l/6$ 至 $l/2$ 之间的范围内，如图 9.31 所示，其截面面积不应小于纵向受拉钢筋 A_s 的 2/3，且不应小于 $0.015bh_0$，其根数不应少于 3 根，直径不应小于 12mm。

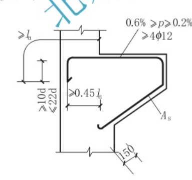


图 9.30　牛腿纵向受力钢筋

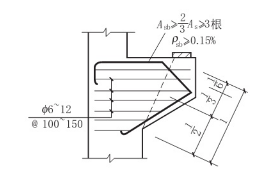


图 9.31　牛腿箍筋与弯起钢筋

(3) 局部承压验算。牛腿的受压面在竖向力值 F_{vs} 作用下，其局部受压应力不应超过 $0.75f_c$，否则应采取必要措施，如加大承压面积、提高混凝土强度等级或在牛腿中加配钢筋网等。

9.3.2　柱下单独基础

柱下单独基础按受力性能可分为轴心受压基础和偏心受压基础；按施工方法可分为预制柱下基础和现浇柱下基础。

单层厂房中最常用的柱基础是预制柱下杯形基础，当杯口灌缝后其受力性能和现浇柱下基础完全一样。因此，柱下单独基础均按现浇柱下基础进行计算。可参照建筑地基基础设计规范进行设计。以下仅介绍基础的构造要求。

1. 混凝土强度等级

通常采用C20以上。

2. 钢筋保护层

当基础设于比较干燥且土质好的土层上时，无垫层，基础钢筋的保护层厚度不小于70mm；当基础设于湿、软土层上时，应设置厚度不小于100mm的素混凝土垫层，其混凝土强度等级常用C10，此时受力钢筋的混凝土保护层厚度应不小于35mm。

3. 基底受力钢筋

受力筋一般采用HPB235级或HRB335级钢筋，其直径不宜小于8mm，间距不宜大于200mm，但也不宜小于100mm。当基础底面尺寸大于或等于3m时，为节约钢材，受力钢筋的长度可缩短10%。

4. 现浇柱下基础的插筋和箍筋

为施工方便，往往在基顶留施工缝。因此，需在基础中配置插筋，如图9.32(a)所示，其直径和根数与底层柱中的纵向受力钢筋完全一致。与柱中四角相连接的插筋，向下要伸至基础底面的钢筋网处，并弯长度不小于75mm的直钩，如图9.32(b)所示，其余插筋伸入基础的长度至少也应满足锚固长度的要求。插筋向上伸出基础顶面则需要足够的搭接长度(钢筋受拉时为$1.2l_a$，且不小于300mm；受压时为$0.85l_a$，且不小于200mm)。根据设计经验，柱中纵向受力钢筋在8根以内时，可做一次搭接，当超过8根时，则宜分两次搭接。

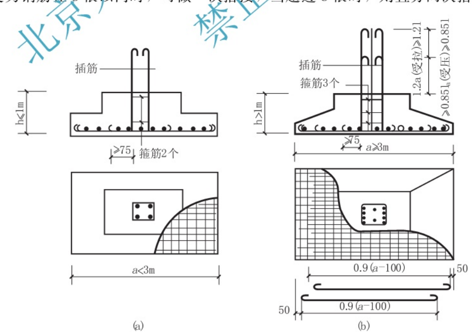


图9.32 现浇柱下单独基础的构造要求

(a) 配置插筋的单独基础构造；(b) 配置与柱中四角相连插筋的单独基础构造

插筋的直径、根数和搭接长度关系重大，在设计和施工中均要十分谨慎，反复核对，

不可弄错。

为固定插筋的位置，在基础内需设置水平箍筋，其直径和形式与柱中的箍筋相同。当基础高度 $h \geqslant 1\text{m}$ 时，通常采用三道箍筋；当基础高度 $h < 1\text{m}$ 时，可只设置两道箍筋。插筋与柱中钢筋搭接长度范围内的箍筋应按构造要求加密。

5. 预制柱下基础的杯壁加强钢筋

当柱为轴心受压或小偏心受压，且 $t/h_1 \geqslant 0.65$ 时或为大偏心受压，且 $t/h_1 \geqslant 0.75$ 时，杯壁内一般可不设加强钢筋；当柱为轴心受压或小偏心受压，且 $0.5 \leqslant t/h_1 < 0.65$ 时，杯壁内可按图 9.33 和《建筑地基基础设计规范》的规定设置加强钢筋。其他情况下应按计算配筋。上述符号 t 为杯壁厚度，h_1 为杯壁高度，如图 9.33(a)所示。对于双杯口基础(如伸缩缝处的基础)，当两个杯口之间的宽度 $a_1 < 400\text{mm}$ 时，该处宜按图 9.33(b)的要求配筋。

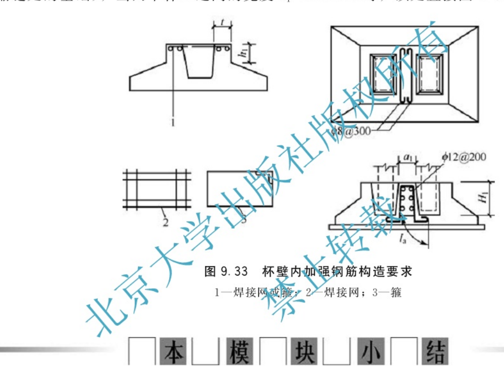


图 9.33　杯壁内加强钢筋构造要求

1—焊接网或箍；2—焊接网；3—箍

本模块小结

1. 单层工业厂房的结构形式有两种：排架结构和钢架结构。其中，排架结构应用比较普遍。排架结构的特点是柱顶与梁铰接，柱底与基础刚接。

2. 单层工业厂房有屋盖支结构、吊车梁、柱、支撑、基础及围护结构等构成。

3. 单层工业厂房排架计算的步骤如下。

(1) 确定计算单元及排架的计算简图。

(2) 计算排架上各种荷载。

(3) 分别计算排架单独作用下的排架内力。

(4) 确定控制截面，并考虑可能同时出现的荷载，对每一个控制截面进行内力组合，确定最不利内力，作为柱及基础的设计依据。

4. 单层工业厂房排架柱设计的步骤如下。

(1) 确定柱的形式及截面尺寸。

(2) 确定柱的计算长度、计算柱内配筋并进行吊装验算。

(3) 牛腿设计，包括确定牛腿尺寸、计算牛腿配筋、算验算局部受压承载力。

(4)预埋件设计。

(5)绘制柱的施工图。

习 题

一、填空题

1. 吊车的轻级、中级、重级工作制是根据吊车的________来确定的。

2. 排架柱的控制截面一般在________、________、________三个位置。

3. 排架柱常用的最不利内力组合有________、________、________、________四种。

二、单选题

1. 在单层厂房排架内力组合时，如果考虑了吊车水平荷载，则(　　)。

A. 必须考虑吊车竖向荷载　　B. 不能考虑吊车竖向荷载

C. 应考虑吊车竖向荷载，但应乘 0.85 的系数

2. 排架柱的计算高度是从(　　)算起。

A. 室内地坪　　B. 室外地坪　　C. 基础顶面　　D. 基础底面

3. 当基础底面压应力不满足条件时，应(　　)。

A. 加大基础底面积　　B. 增多底板配筋　　C. 加大基础高度

三、简答题

1. 简述单层工业厂房排架计算的步骤。

2. 简述单层工业厂房排架柱设计的步骤。

3. 单层钢筋混凝土排架结构厂房由哪些构件组成?

4. 在确定排架结构计算单元和计算简图时做了哪些假定?

5. 排架柱的控制截面如何确定?

6. 排架柱进行最不利内力组合时，应进行哪几种内力组合?内力组合时需注意什么问题?

7. 排架柱在吊装阶段的受力如何?为什么要对其进行吊装验算?其验算内容有哪些?

8. 牛腿的受力特点如何?何谓长牛腿和短牛腿?

9. 牛腿的截面尺寸如何确定?牛腿顶面的配筋构造有哪些?

模块 10

多高层钢筋混凝土房屋计算能力训练

教学目标

能力目标：通过本模块的学习，能初步掌握框架结构的布置、荷载简化与内力计算要点，以及柱、梁、板的设计要点和构造要求(抗震和非抗震)，能了解剪力墙和框架-剪力墙的结构设计要点，能熟练进行钢筋混凝土结构施工图的识读。

知识目标：学习框架结构平面计算单元的选取、计算模型的确定、荷载的简化和节点的简化处理方法；会使用分层法、反弯点法和 D 值法计算框架结构内力；掌握框架结构侧移的计算方法，了解多层框架柱、梁、板的设计要点与构造要求，剪力墙、框架-剪力墙的结构设计要点与构造要求，以及钢筋混凝土结构施工图的基本内容与识读要点。

态度养成目标：培养学生对框架结构设计计算原理的认识，为以后从事设计、施工或管理奠定理论基础。

教学要求

知识要点	能力要求	相关知识	所占分值(100 分)
多层框架的类型与结构布置	能进行多层框架的结构布置	框架类型、承重结构布置、变形缝	5
荷载的简化与计算	能初步进行框架结构荷载的简化处理	平面计算单元的选取；计算模型的确定；荷载的简化；节点的简化	10
框架内力计算	初步掌握框架结构内力计算内容与方法	分层法、反弯点法和 D 值法	15

续表

知识要点	能力要求	相关知识	所占分值（100分）
侧移计算	初步掌握框架侧移计算方法	剪切变形；弯曲变形；侧移限值	10
多层框架非抗震设计	初步掌握多层框架柱、梁、板的设计要点	框架梁柱的截面设计；框架结构的构造要求	15
钢筋混凝土框架房屋的抗震规定	初步掌握框架房屋抗震规定	抗震等级、抗震构造措施、箍筋加密区	5
多层框架抗震设计	初步掌握多层框架柱、梁、板抗震设计要点	框架梁柱设计要点与构造要求	15
剪力墙结构	初步了解剪力墙结构	剪力墙结构设计要点和构造要求	5
框架-剪力墙结构	初步了解框架-剪力墙结构	框架-剪力墙结构设计要点和构造要求	10
识读钢筋混凝土结构施工图	能熟练进行钢筋混凝土结构柱、梁施工图的识读	结构施工图的基本内容与识读	10

引例

我国《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)把10层及10层以上或房屋高度大于28m的住宅建筑和房屋高度大于24m的其他高层民用建筑定义为高层建筑；3～10层的民用建筑称为多层房屋。随着城市建设的发展，我国多层和高层钢筋混凝土结构房屋极为广泛，早期的多、高层房屋由于层数较少，多采用框架结构体系。大约到了20世纪40年代后期，出现了用剪力墙作为高层房屋承受竖向荷载和水平荷载的结构，形成了剪力墙结构体系和框架-剪力墙结构体系(含板柱-剪力墙结构)。20世纪60年代以来，为了适应高层房屋向更高的方向发展，出现了侧向刚度很大的筒体结构。此外，其他各种类型的结构如悬挂式结构等均相继出现，同时为了适应地震区建造多、高层房屋的需要，亦相继出现了隔振和减振结构，以减少地震能量的输入。

钢筋混凝土高层建筑结构的最大适用高度分为A级和B级，高度为常规高度的高层建筑称为A级高层建筑，高度超过A级高度限值的高层建筑称为B级高度的高层建筑。A级高度钢筋混凝土乙类和丙类高层建筑的最大适用高度应符合表10-1的规定，B级高度钢筋混凝土乙类和丙类高层建筑的最大适用高度应符合表10-2的规定。

表10-1　A级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度(单位：m)

结构体系	非抗震设计	抗震设防烈度				
		6度	7度	8度		9度
				0.20g	0.30g	
框架	70	60	50	40	35	24
框架-剪力墙	150	130	120	100	80	50

续表

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度				
			6 度	7 度	8 度		9 度
					0.20g	0.30g	
剪力墙	全部落地剪力墙	150	140	120	100	80	60
	部分框支剪力墙	130	120	100	80	50	不应采用
筒体	框架-核心筒	160	150	130	100	90	70
	筒中筒	200	180	150	120	100	80
板柱-剪力墙		110	80	70	55	40	不应采用

注：(1) 表中框架不含异形柱框架。
(2) 部分框支剪力墙结构指地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构。
(3) 甲类建筑，6、7、8 度时宜按本地区抗震设防烈度提高 1 度后符合本表的要求，9 度时应专门研究。
(4) 框架结构、板柱-剪力墙结构以及 9 度抗震设防的表列其他结构，当房屋高度超过本表数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效的加强措施。

表 10-2　B 级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度(单位：m)

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度			
			6 度	7 度	8 度	
					0.20g	0.30g
框架-剪力墙		170	160	140	120	100
剪力墙	全部落地剪力墙	180	170	150	130	110
	部分框支剪力墙	150	140	120	100	80
筒体	框架-核心筒	220	210	180	140	120
	筒中筒	300	280	230	170	150

注：(1) 部分框支剪力墙结构指地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构。
(2) 甲类建筑，6、7 度时宜按本地区抗震设防烈度提高 1 度后符合本表的要求，8 度时应专门研究。
(3) 当房屋高度超过本表数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效的加强措施。

本模块主要对广泛应用的框架结构、剪力墙结构和框架-剪力墙结构进行介绍。

课题 10.1　多层框架的类型与结构布置

框架结构体系主要由梁、板、柱及基础等承重构件组成。一般由框架梁、柱与基础形成多个平面框架，作为主要承重结构，多个平面框架再由连系梁联系起来，形成一个空间结构体系，承受竖向和水平作用，如图 10.1 所示。

框架结构的优点是布置灵活、造型美观，可以做成较大空间的会议室、餐厅、办公室，加隔墙后，也可做成小房间，容易满足建筑布置和使用功能的多种要求。现浇框架结

构的整体性和抗震性能较好，广泛用于6～15层的多层和高层房屋(经济层数约为10层，房屋高度比以5～7为宜)。

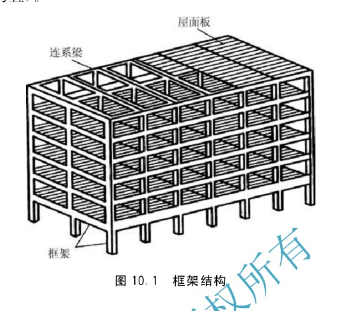


图10.1　框架结构

1. 框架结构类型

框架结构按照施工方法的不同，可分为现浇整体式框架、半现浇框架、装配式框架和装配整体式框架四种形式。

1) 现浇整体式框架

框架全部构件均在现场浇筑成整体。其优点是整体性和抗震性好，平面布置灵活，可以获得较大的使用空间，构件尺寸不受标准构件的限制，节省钢材等，所以它的应用极为广泛；其缺点是耗用模板量大，现场工程量大，工期长，北方冬季施工时要求防冻等。适用于使用要求高，功能复杂，对抗震性能要求较高的多、高层框架。

2) 半现浇框架

梁、柱现浇，楼板预制或现浇，预制梁板。其特点是梁、柱整体性好，抗震性较好，楼板预制可节约模板约20%。

3) 装配式框架

框架全部构件采用预制装配。其特点是可加快施工速度，提高建筑工业化程度，节点构造刚性差，抗震性差，需要大型运输吊装机械。地震区不适宜采用。

4) 装配整体式框架

预制梁、柱，装配时通过局部现浇混凝土使构件连接成整体。其特点是保证了节点的刚性，结构整体性和抗震性介于现浇和装配式框架之间，可省去连接件，相比全现浇可节省模板及加快进度，但增加了后浇混凝土工序，施工相对复杂。

2. 框架结构平面布置形式

框架结构是由若干平面框架通过连系梁连接而形成的空间结构体系，可将空间框架分解成纵、横两个方向的平面框架，楼盖的荷载可传递到纵、横两个方向的框架上。根据框架楼板布置方案和荷载传递线路的不同，框架布置形式可分为以下三种。

1) 横向框架承重布置

主要承重框架由横向主梁(框架梁)与柱构成，楼板纵向布置，支承在主梁上，纵向连系梁将横向框架连成一空间结构体系，如图10.2(a)所示。采用这种布置方案有利于增大

房屋的横向刚度，有利于承受横向水平荷载。而纵向连系梁截面较小，有利于房屋室内的采光和通风。

2）纵向框架承重布置

主要承重框架由纵向主梁(框架梁)与柱构成，楼板沿横向布置，支承在纵向主梁上，而横向连系梁则将纵向框架连成一空间结构体系，如图10.2(b)所示。由于横向连系梁的高度较小，有利于设备管线的穿行，可获得较高的室内空间，且开间布置灵活，室内空间可以有效利用。其缺点是横向刚度差，故只适用于层数较少的房屋。

3）纵横向框架混合承重布置

沿房屋纵、横两个方向布置的梁均要承担露面荷载，如图10.2(c)所示。当采用现浇双向板或井字梁楼盖时，常采用这种方案。由于纵横向的梁均承担荷载，梁截面均较大，故房屋的双向刚度均较大，具有较好的整体工作性能，目前采用较多。

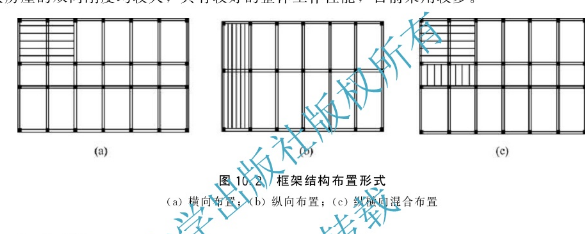


图10.2 框架结构布置形式

(a) 横向布置；(b) 纵向布置；(c) 纵横向混合布置

3. 变形缝

沉降缝、伸缩缝和防震缝统称为变形缝。

1）沉降缝

设置沉降缝是为了避免地基不均匀沉降而在房屋构件中引起的裂缝。房屋扩建时，新建部分与原有建筑结合处也可设置沉降缝。沉降缝将建筑物从基础至屋顶全部分开，各部分能够自由沉降。

2）伸缩缝

设置伸缩缝是为了避免温度应力和混凝土收缩应力而使房屋产生裂缝。伸缩缝仅将上部结构从基础顶面断开，基础不断开。《高层建筑混凝土结构技术规程》规定钢筋混凝土现浇框架结构伸缩缝最大间距为55m。

3）防震缝

当房屋平面复杂、立面高差悬殊、各部分质量和刚度截然不同时，应设置防震缝。对有抗震设防要求的房屋，其沉降缝和伸缩缝均应符合防震缝要求，并尽可能三缝合并设置。

变形缝对构造、施工、结构等的整体性不利，基础防水不易处理，在实际工程中采用可靠的构造措施和施工措施(如设置后浇带)来减少或避免设缝。

必须设置防震缝时，缝的最小宽度应符合下列要求：框架结构房屋的防震缝宽度，当高度不超过15m时，不应小于100mm，6度、7度、8度和9度相应每增加高度5m、4m、3m和2m，宜加宽20mm。

4. 框架梁、柱截面尺寸

1）框架梁

现浇框架中，梁的截面形状有矩形、T 形、倒 L 形等。框架结构的主梁截面高度 h_b 可按主梁计算跨度 l_b 的 1/18～1/10 确定；梁净跨与截面高度之比不宜小于 4。梁的截面宽度不宜小于梁截面高度的 1/4，也不宜小于 200mm。为了避免框架节点处纵、横钢筋相互干扰，框架梁底部通常较连系梁底部低 50mm 以上。

2）框架柱

框架柱的截面形式一般采用矩形、正方形、圆形或多边形。矩形截面初拟的截面尺寸可参考同类建筑或近似取 $h=(1/20\sim1/15)H$，H 为层高。柱截面宽度可取 $b=(1/3\sim1/2)h$。

柱截面尺寸宜符合下列要求。

(1)矩形截面柱的边长，非抗震设计时不宜小于 250mm，抗震设计时，四级不宜小于 300mm，一、二、三级时不宜小于 400mm；圆柱直径，非抗震和四级抗震设计时不宜小于 350mm，一、二、三级时不宜小于 450mm。

(2)柱剪跨比宜大于 2。

(3)柱截面高宽比不宜大于 3。

课题 10.2 计算简图与荷载的简化

10.2.1 平面计算单元的选取

框架结构是由横向框架和纵向框架组成的空间结构。在实际工程中，为了简化计算，忽略它们之间的空间作用，将空间结构简化为若干个横向和纵向平面框架分别进行内力和位移计算，计算单元取相邻两框架柱距的一半，如图 10.3 所示。

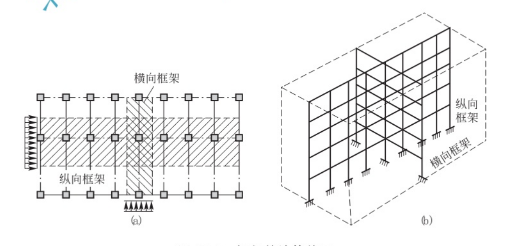


图 10.3 框架的计算单元

(a) 计算单元；(b) 纵、横向框架

在垂直荷载作用下，当采用横向承重框架方案时，截取横向框架作为计算单元，认为全部竖向荷载由横向框架承担；当采用纵向承重框架方案时，截取纵向框架作为计算单元，认为全部竖向荷载由纵向框架承担；当采用纵、横双向承重框架方案时，应根据垂

直荷载实际传递路径，按纵、横向框架共同承担进行计算，取出的平面框架所承受的竖向荷载与楼盖结构的布置方案有关。当采用现浇楼盖时，楼面分布荷载一般可按角平分线传至相应两侧的梁上(传荷方式同现浇双向板楼盖)，同时须承受如图 10.4(b)所示阴影宽度范围内的竖向荷载和水平荷载，水平荷载一般可简化成作用于楼层节点的集中力，如图 10.4(c)、图 10.4(d)所示。

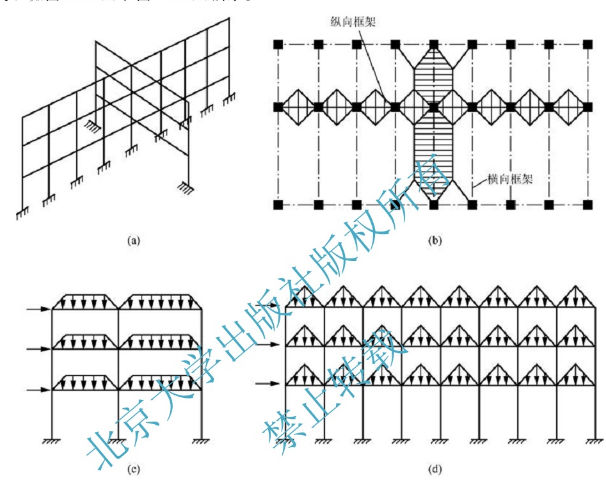


图 10.4　框架结构计算简图

在水平荷载作用下，各方向的水平力全部由与该方向平行的框架承担，与该方向垂直的框架不参与工作，即横向水平力由横向框架承担，纵向水平力由纵向框架承担。当水平力是风荷载时，每榀框架只承担计算单元范围内的风荷载值。当水平力是地震作用时，每榀框架承担的水平力按各榀框架的抗侧刚度比例分配。

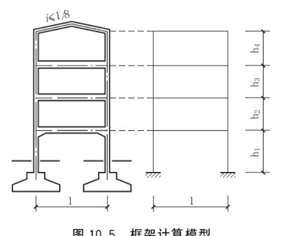


图 10.5　框架计算模型

10.2.2　计算模型的确定

框架结构简化为计算模型，如图 10.5 所示。在框架计算简图中，框架杆件用轴线表示，杆件之间的连接用节点表示，杆件长度用节点间的距离表示。

1）轴线

当框架各层柱截面尺寸相同[图 10.6(a)]或截

面尺寸不同但形心重合时[图 10.6(b)]，框架柱的轴线取截面形心线。当框架各层柱截面尺寸不同且形心不重合时[图 10.6(c)]也可近似取顶层柱的形心线作为柱的轴线。但必须注意，这样算出的内力是计算简图轴线上的内力，此轴线不一定是截面的形心线，在计算截面配筋时，应将计算得的内力转化为截面形心处的内力。

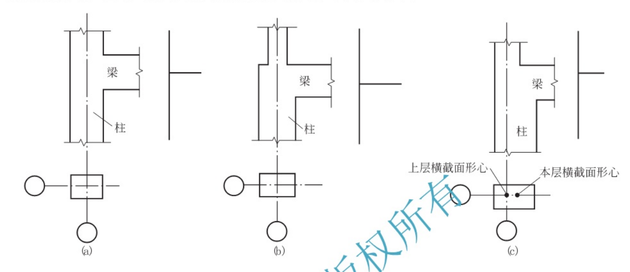


图 10.6　框架柱轴线位置

(a) 截面尺寸相同；(b) 截面尺寸不同但形心重合；(c) 截面尺寸不同且形心不重合

2) 计算跨度与计算高度

框架梁的计算跨度可取框架柱轴线间的距离；框架柱的计算高度(除底层外)可取各层层高，底层柱取至基础顶面，当设有整体刚度很大的地下室时，可取至地下室结构的顶部。

当框架各跨跨度相差不超过10%时，可简化为等跨框架进行内力计算，其跨度取各跨跨度的平均值。斜梁或折线形横梁当其倾斜度不超过 $L/8$ 时，可简化为水平横梁进行内力计算。

3) 抗弯刚度与线刚度

柱的抗弯刚度用 E_cI_c 表示，惯性矩 I_c 按实际截面取用，其线刚度用 $i_c=E_cI_c/h$ 表示，h 为每层柱的计算高度。

梁的抗弯刚度用 E_cI_b 表示，其线刚度用 $i_c=E_cI_b/l$ 表示，l 为每跨梁的计算长度。在计算框架梁惯性矩 I_b 时应考虑楼板的影响。在框架梁两端节点附近，梁承受负弯矩，顶部的楼板受拉，故其影响较小；而在框架梁的跨中，梁承受正弯矩，楼板处于受压区形成T形截面梁，故其对梁截面弯曲刚度的影响较大。在设计计算中，一般仍假定梁的惯性矩沿梁长不变。

对现浇楼盖，中框架梁取 $I_b=2I_0$，边框架梁取 $I_b=1.5I_0$；对装配整体式楼盖，中框架梁取 $I_b=1.5I_0$，边框架梁取 $I_b=1.2I_0$。这里，I_0 为不考虑楼板影响时矩形截面梁的惯性矩。对装配式楼盖，则按梁的实际截面计算 I。

10.2.3　荷载的简化

作用在框架结构上的荷载分为垂直荷载和水平荷载。垂直荷载包括结构自重、楼面活荷载、雪荷载等，一般为分布荷载和集中荷载。水平荷载包括风荷载及水平地震作用，一

般简化为作用在框架节点上的水平集中力。

(1) 作用在框架梁上的集中荷载位置允许移动不超过梁计算跨度的1/20。

(2) 计算次梁传给框架主梁的荷载时，允许不考虑次梁的连续性，即按各跨均在支座处间断的简支次梁来计算传至主梁的集中荷载。

(3) 作用在框架上的次要荷载可简化为与主要荷载相同的荷载形式，但应对结构的主要受力部位保持内力等效。如果框架主梁自重线荷载相当于次梁传来的集中荷载可当作次要荷载，那么此荷载可转化为等效集中荷载叠加到次梁的集中荷载中。另外，板传至框架梁上的三角形、梯形荷载等可按支座弯矩等效的原则改为等效均布荷载。

(4) 由于作用在房屋楼面上的活荷载不可能同时以规范所给的标准值满布于结构上，所以在结构设计时考虑楼面活荷载折减。

① 设计楼面梁时，当其负荷面积大于25m²时，折减系数为0.9。

② 设计墙、柱、基础时，按计算截面上楼层数取不同的折减系数，如表10-3所示。

表10-3 活荷载按楼层的折减系数

墙、柱、基础计算截面以上的层数	1	2～3	4～5	6～8	9～20	>20
计算截面以上各楼层活荷载总和的折减系数	1.00(0.90)	0.85	0.70	0.65	0.60	0.55

注：当楼面梁的从属面积超过25m²时，应采用括号内的系数

(5) 框架上作用的风荷载。在内力分析时，风压高度变化系数按各层柱柱顶高程选取，层间风压按倒梯形计算。为简化计算，可将每层节点上下各半层的线荷载向节点集中为水平力 F_i，顶层节点集中力应取顶层上半层层高加上屋顶女儿墙的风荷载，如图10.7所示。

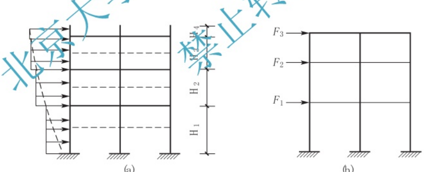


图10.7 多层框架风荷载的简化

(a) 框架上作用的风荷载；(b) 简化为节点集中力

(6) 多层框架结构，当高度不超过40m，且质量和刚度沿高度分布比较均匀时，可采用底部剪力法计算水平地震作用。

10.2.4 节点的简化

框架节点一般是三向受力的，但当按平面框架进行结构分析时，节点应做相应的简化。框架节点可简化为刚接节点、铰接节点和半铰节点，具体视施工方案和构造措施而定。

对现浇式钢筋混凝土框架结构，梁与柱的连接点可简化为刚节点，如图10.8所示。

对装配式框架结构，梁与柱的连接点简化为铰节点，如图10.9所示。

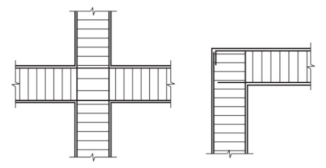


图 10.8 现浇框架梁柱节点

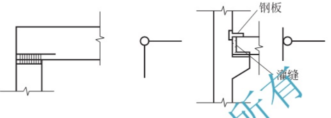


图 10.9 装配式框架梁柱节点

装配整体式框架中，梁与柱的连接点也可简化为刚性节点。但是这种节点的刚性较现浇式框架差，节点处梁端的实际负弯矩要小于计算值。

钢筋混凝土框架支座可分为固定支座和铰支座。当为现浇钢筋混凝土柱时，一般设计成固定支座，如图 10.10(a)所示；当为预制杯形基础时，则应视构造措施不同分别简化为固定支座和铰支座，如图 10.10(b)和图 10.10(c)所示。

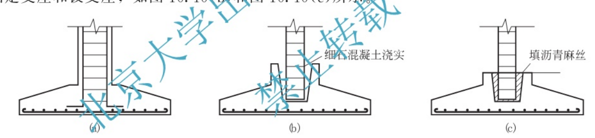


图 10.10 钢筋混凝土框架柱与基础的连接

(a) 固定支座；(b) 固定支座；(c) 铰支座



应用案例 10-1

某三层现浇整体式框架平面如图 10.11 所示，二、三层层高取 3.9m，底层层高取 4.5m，基本风压 $\omega_0=0.75\text{kN/m}^2$，地面粗糙程度为 B 类，要求如下。

(1) 进行结构布置。

(2) 初步确定梁、柱截面尺寸及材料。

(3) 确定横向框架在风荷载下的计算简图。

(4) 计算梁、柱杆件线刚度。

【解】

(1) 采用横向框架承重，如图 10.11 所示。

(2) 确定梁、柱截面尺寸及材料：取中间一品框架计算，梁柱混凝土选 C30，$f_c=14.3\text{N/mm}^2$。

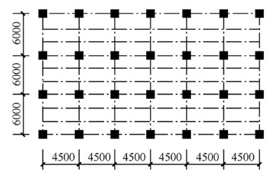


图 10.11 框架平面图

① 梁截面尺寸。根据经验及构造要求，横向框架梁（l=6.0m）截面取 250mm×600mm（边跨与中跨等跨），纵向连系梁截面取 200mm×400mm。

② 柱截面尺寸。根据经验及构造要求，取 $b=h=400$mm。

（3）横向水平荷载计算。$\omega_0=0.75\text{kN/m}^2$，房屋总高 $H=4.5\text{m}+3.9\text{m}+3.9\text{m}=12.3\text{m}<30\text{m}$，不考虑风振系数，$\beta_z=1.0$。查《建筑结构荷载规范》的体型系数 $\mu_s=0.8+0.5=1.3$，根据 $B=4.5$m，得 $\omega_k=\beta_z\mu_z\mu_s\omega_0=(1.0\times1.3\times0.75\mu_z)\text{kN/m}^2=0.975\mu_z\text{kN/m}^2$，则框架各节点水平荷载为

$$\omega_i=\omega_k B\left(\frac{h_i+h_{i+1}}{2}\right)=2.19\times(h_i+h_{i+1})\mu_z$$

风压高度系数 μ_z 查模块 9 的表 9-5，线性插值可得

当 $H=12.3$ 时，$\mu_z=1.06$；$H=8.4$ 时，$\mu_z=1.0$；$H=4.5$ 时，$\mu_z=1.0$。

则

$$\omega_3=[2.19\times(3.9+0)\times1.06]\text{kN}\approx9.05\text{kN}$$

$$\omega_2=[2.19\times(3.9+3.9)\times1.0]\text{kN}\approx17.08\text{kN}$$

$$\omega_1=[2.19\times(3.9+4.5)\times1.0]\text{kN}\approx18.40\text{kN}$$

图 10.12　风荷载作用下框架计算简图

风荷载分布图如图 10.12 所示。

（4）梁、柱杆件线刚度计算。

① 梁。由于取中间一榀计算，故

$$I_0=\frac{bh^3}{12}=\left(\frac{0.25\times0.6^3}{12}\right)\text{m}^4=(4.5\times10^{-3})\text{m}^4$$

$$I_b=2.0I_0=(9.0\times10^{-3})\text{m}^4$$

则

$$i_b=\frac{E_cI_b}{l}=\left(\frac{25.5\times10^6\times9.0\times10^{-3}}{6}\right)\text{N}\cdot\text{m}\approx(3.8\times10^4)\text{kN}\cdot\text{m}$$

② 柱。

$$I_c=\frac{1}{12}bh^3=\left(\frac{0.4\times0.4^3}{12}\right)\text{m}^4\approx(2.1\times10^{-3})\text{m}^4$$

$$\text{底层}\,i_c=\frac{E_cI_c}{H}=\left(\frac{25.5\times10^6\times2.1\times10^{-3}}{4.5}\right)\text{kN}\cdot\text{m}=(1.19\times10^4)\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{二、三层}\,i_c=\frac{E_cI_c}{H}=\left(\frac{25.5\times10^6\times2.1\times10^{-3}}{3.9}\right)\text{kN}\cdot\text{m}\approx(1.37\times10^4)\text{kN}\cdot\text{m}$$

课题 10.3　框架内力计算

多层多跨框架的内力分析可用电算法计算或手算完成。

电算法可采用力法、位移法等。如用手算，或对电算结果进行校核及初步设计时的估算，一般采用近似计算方法。近似法中，竖向荷载作用下的内力分析可采用弯矩二次分配法、分层法和迭代法等，水平荷载作用下可采用反弯点法、D 值法、迭代法和无剪力分配法等。由于各种方法所采用的假定不同，其计算结果的近似程度也有所差别，但一般能满足工程设计的精度要求。本课题重点介绍三种手算方法：分层法、反弯点法和 D 值法。

10.3.1 竖向荷载作用下的分层法

1. 计算假定

竖向荷载作用下，力法、位移法等精确方法的计算结果表明，当梁的线刚度大于柱的线刚度时，且结构基本对称，在荷载较为均匀的情况下，框架的侧移值很小，而且作用在某层横梁上的荷载对本层横梁及与之相连的柱的弯矩影响较大，而对其他各层横梁和柱的弯矩影响较小。为了简化计算，框架结构竖向荷载作用下采用分层法，并做如下假定。

（1）在垂直荷载作用下，多层多跨框架的侧移可忽略不计。

（2）每层梁上的荷载对其他各层梁、柱内力的影响可忽略不计，仅考虑对本层梁、柱内力的影响。

分层法适用于节点梁柱线刚度比 $\sum i_b/\sum i_c \geqslant 3$，结构与荷载沿高度分布比较均匀的多层框架的内力分析。

2. 计算要点

根据上述假定，计算时可将各层梁及其上、下柱所组成的框架作为一个独立计算单元分别进行计算。

按照叠加原理，多层框架在垂直荷载作用下的内力，可看成是各层垂直荷载单独作用下内力的叠加，如图 10.13(a)所示。各层梁上单独作用竖向荷载时，仅在图 10.13(b)所

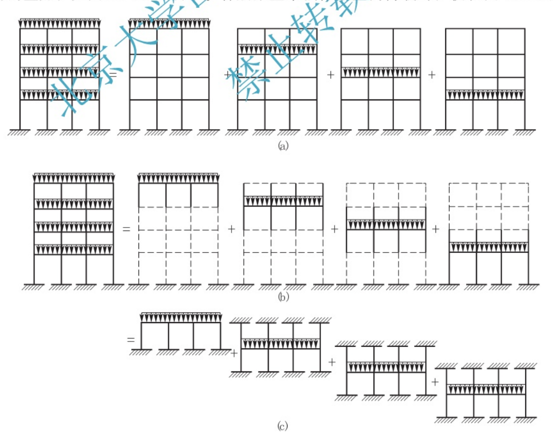


图 10.13 分层法计算简图

示结构的实线部分产生内力，虚线部分中所产生的内力可忽略不计。如图10.13(c)所示的独立刚架单元，柱的远端简化为固定支承。用弯矩分配法计算各榀分层框架的杆端弯矩，由此计算所得的梁端弯矩为实际框架梁端弯矩；柱因属上、下两个分层框架，故其内力值应叠加上、下两层计算得到的弯矩值。

分层法计算时，假定柱的远端是固定端，而实际上，除底层柱下端在基础处为嵌固外，其余各层柱的柱端均有转角产生，是弹性嵌固。分层法简化时增大了结构的实际刚度，梁、柱变形减小。为了减小计算误差，进行如下修正。

(1) 除底层柱外其他各层柱的线刚度均乘以折减系数0.9。

(2) 底层柱和各层梁的传递系数按远端为固定支承，均为1/2，其他各柱的传递系数按远端为弹性支承，为1/3。

3. 计算步骤

(1) 分层。将底层以外的各柱线刚度乘以系数0.9，得出各层框架的计算简图。

(2) 计算各节点的弯矩分配系数。

(3) 计算每一跨梁在竖向荷载作用下的固端弯矩。

(4) 将弯矩进行分配与传递。

(5) 叠加杆端弯矩，得出最后弯矩图。



应用案例10-2

如图10.14所示为二跨二层框架，试用分层法作弯矩图，括号内的数字表示梁柱线刚度 i 值。

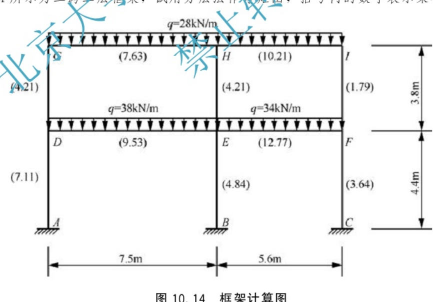


图10.14　框架计算图

【解】

(1) 分层。将底层以外的各柱线刚度乘以系数0.9，得出各层框架的计算简图。

(2) 计算各节点的弯矩分配系数。

节点 G：

$$\mu_{GH}=\frac{7.63}{7.63+4.21\times0.9}\approx0.668,\mu_{GD}=1-0.668=0.332$$

节点 H

$$\mu_{HG}=\frac{7.63}{7.63+4.21\times0.9+10.21}\approx0.353$$

$$\mu_{HI}=\frac{10.21}{7.63+4.21\times0.9+10.21}\approx0.472$$

$$\mu_{HE}=1-0.353-0.472=0.175$$

节点 I

$$\mu_{IH}=\frac{10.21}{10.21+1.79\times0.9}\approx0.864,\mu_{IF}=1-0.864=0.136$$

节点 D

$$\mu_{DG}=\frac{4.21\times0.9}{9.53+4.21\times0.9+7.11}\approx0.185$$

$$\mu_{DE}=\frac{9.53}{9.53+4.21\times0.9+7.11}\approx0.466$$

$$\mu_{DA}=\frac{7.11}{9.53+4.21\times0.9+7.11}\approx0.348$$

节点 E

$$\mu_{ED}=\frac{9.53}{9.53+4.21\times0.9+17.77+4.84}\approx0.265$$

$$\mu_{EF}=\frac{12.77}{9.53+4.21\times0.9+12.77+4.84}\approx0.413$$

$$\mu_{EB}=\frac{4.84}{9.53+4.21\times0.9+12.77+4.84}\approx0.156$$

$$\mu_{EH}=\frac{4.21\times0.9}{9.53+4.21\times0.9+12.77+4.84}\approx0.123$$

节点 F

$$\mu_{FE}=\frac{12.77}{1.79\times0.9+12.77+3.64}\approx0.709$$

$$\mu_{FI}=\frac{1.79\times0.9}{1.79\times0.9+12.77+3.64}\approx0.089$$

$$\mu_{FC}=\frac{3.64}{1.79\times0.9+12.77+3.64}\approx0.202$$

(3) 计算每一跨梁在竖向荷载作用下的固端弯矩。

$$M_{GH}=-M_{HG}=\left(-\frac{1}{12}\times28\times7.5^2\right)\text{kN}\cdot\text{m}\approx-131.25\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{HI}=-M_{IH}=\left(-\frac{1}{12}\times28\times5.6^2\right)\text{kN}\cdot\text{m}\approx-73.17\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{DE}=-M_{ED}=\left(-\frac{1}{12}\times38\times7.5^2\right)\text{kN}\cdot\text{m}\approx-178.13\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{EF}=-M_{FE}=\left(-\frac{1}{12}\times34\times5.6^2\right)\text{kN}\cdot\text{m}\approx-88.85\text{kN}\cdot\text{m}$$

(4) 将弯矩进行分配与传递，如图 10.15 和图 10.16 所示。

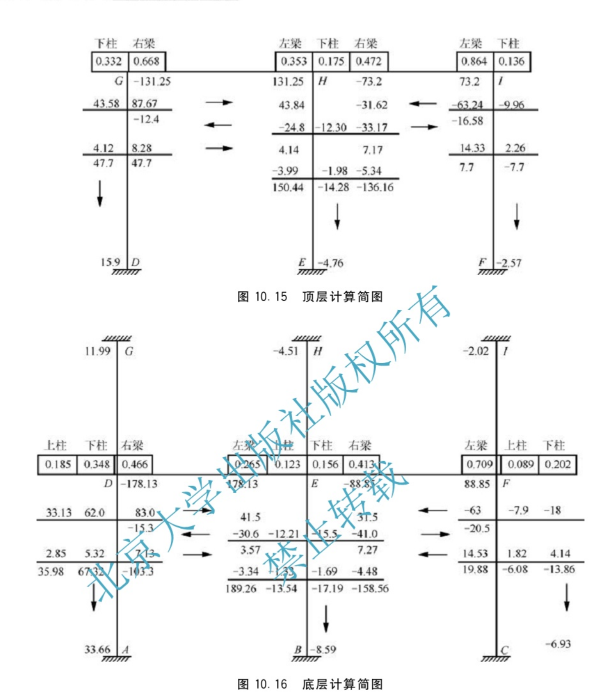


图 10.15 顶层计算简图

图 10.16 底层计算简图

(5) 叠加杆端弯矩，得出最后弯矩图，如图 10.17 所示。

10.3.2 水平荷载作用下的反弯点法

1. 框架结构受力和变形特点

框架所受的水平荷载作用主要有风和水平地震作用，这些一般可简化为作用于框架节点上的水平集中力。由结构力学精确法分析可得，框架结构在节点水平力作用下定性的弯矩图如图 10.18 所示。各杆的弯矩图都呈直线形，且一般都有一个反弯点。该点的弯矩为零，剪力不为零。如果能确定各柱内的剪力值及反弯点的位置，就能计算出柱端弯矩，进而根据节点平衡确定梁端弯矩及整个框架结构的其他内力。

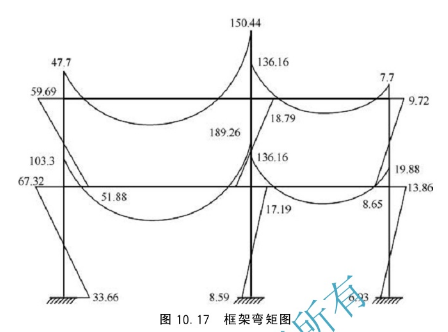


图 10.17 框架弯矩图

若忽略梁的轴向变形，则框架结构在水平力作用下的变形如图 10.19 所示。同一层内的各节点具有相同的侧向位移，同一层内的各柱具有相同的层间位移，框架上部各节点都有转角。各节点的层间位移和转角越靠下层越大，层间剪力越大。

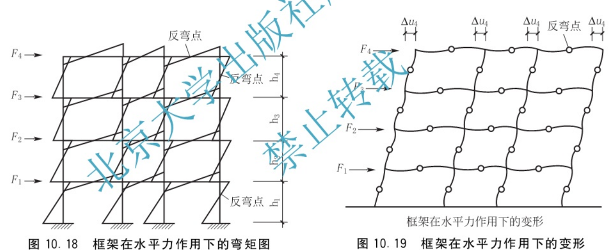


图 10.18 框架在水平力作用下的弯矩图　　图 10.19 框架在水平力作用下的变形

2. 基本假定

水平荷载作用下，反弯点法计算的关键是确定各柱间的剪力和各柱的反弯点高度。为了简化计算，做如下假定。

(1) 在确定各柱间的剪力分配时，认为梁的线刚度与柱的线刚度之比无限大，各柱上、下两端都不发生角位移。

(2) 在确定各柱的反弯点位置时，假定除底层以外的其余各柱受力后，上、下两端的转角相同，反弯点位于层高的中点；对于底层柱，假定其反弯点位于距支座 2/3 层高处。

(3) 梁端弯矩可由节点平衡条件求出，并按节点左、右梁的线刚度进行分配。

特别提示

反弯点法适用于结构比较均匀，层数不多的多层框架。这种框架楼面荷载较大、柱截面尺寸较小，而梁的线刚度较大。梁的线刚度 i_b 比柱的线刚度 i_c 大的多时($i_b/i_c \geqslant 5$)，上



部各节点转角很小，相邻节点的转角可近似认为相等。采用反弯点法计算内力，可满足工程设计的精度要求。

3. 确定层间剪力

设一框架结构共有 n 层，每层内有 m 个柱子，如图 10.20(a)所示。现将框架沿第 j 层各柱的反弯点切开代以剪力和轴力，如图 10.20(b)所示，则按水平力的平衡条件有

$$V_{Fj}=V_{j1}+V_{j2}+\cdots+V_{jk}+\cdots+V_{jm}=\sum_{k=1}^{m}V_{jk} \tag{10.1}$$

式中：V_{Fj}——外荷载 F 在第 j 层所产生的楼层总剪力；

V_{jk}——第 j 层第 k 柱所承受的剪力；

m——第 j 层的柱子数。

根据基本假定(1)，框架柱在受到侧向荷载作用时的变形如图 10.21 所示。由结构力学可知，第 j 层第 k 柱，柱的抗侧刚度为 $d_{jk}=\dfrac{12i_c}{h^2}$($i_c$ 为柱的线刚度，h 为层高)，即柱上、下端产生单位水平位移时，在柱端需要施加的水平力大小。

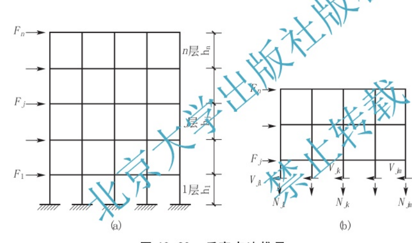


图 10.20 反弯点法推导

图 10.21 柱的抗侧刚度

特别提示

若忽略梁的轴向变形，同一层内各柱端水平位移相等。

第 j 层各柱柱端相对位移均为 Δ_i，则

$$\Delta_i=\frac{v_{Fj}}{\sum_{k=1}^{m}d_{jk}} \tag{10.2}$$

按照抗侧刚度的定义，得

$$V_{jk}=d_{jk}\Delta_i \tag{10.3}$$

将式(10.2)代入式(10.3)，得各柱所承受的剪力 V_{jk}，即

$$V_{jk}=\frac{V_{Fj}d_{jk}}{\sum_{k=1}^{m}d_{jk}} \tag{10.4}$$

各层的层间总剪力按各柱的抗侧刚度在该层总抗侧刚度所占的比例分配到各柱。

4. 柱端弯矩

在求得各柱所承受的剪力 V_{jk} 后，确定反弯点位置，由图 10.22 可计算柱端弯矩。柱的反弯点高度 yh 为反弯点至柱下端的距离，y 为反弯点高度与柱高的比值，h 为柱高。

第 j 层第 k 柱上端弯矩

$$M_{jk}^{u} = (1-y)hV_{jk} \tag{10.5}$$

下端弯矩

$$M_{jk}^{d} = yhV_{jk} \tag{10.6}$$

根据基本假定(2)，对底层柱，有

$$M_{1k}^{t} = V_{1k} \cdot \frac{h_1}{3} \tag{10.7}$$

$$M_{1k}^{b} = V_{1k} \cdot \frac{2h_1}{3} \tag{10.8}$$

对上部第 j 层第 k 柱，有

$$M_{jk}^{t} = M_{jk}^{b} = V_{1k} \cdot \frac{h_j}{2} \tag{10.9}$$

式中上标 t、b 分别表示柱子顶端和底端。

5. 梁端弯矩

在求得柱端弯矩后，根据节点平衡条件，梁端弯矩之和等于柱端弯矩之和，节点左右梁端弯矩大小按其线刚度比例分配，如图 10.23 所示。

$$M_{b}^{l} = \frac{i_{b}^{l}}{i_{b}^{l} + i_{b}^{r}}(M_{c}^{u} + M_{c}^{d}) \tag{10.10}$$

$$M_{b}^{r} = \frac{i_{b}^{r}}{i_{b}^{l} + i_{b}^{r}}(M_{c}^{u} + M_{c}^{d}) \tag{10.11}$$

式中：M_{b}^{l}、M_{b}^{r}——节点左右两端梁的弯矩；

M_{c}^{u}、M_{c}^{d}——节点上下两端柱的弯矩；

i_{b}^{l}、i_{b}^{r}——节点左右的梁的线刚度。

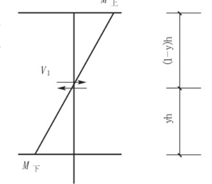


图 10.22　柱端弯矩计算

6. 梁端剪力

根据梁的平衡条件，由图 10.24 可求出在水平力作用下梁端剪力为

$$V_{b}^{l} = V_{b}^{r} = \frac{M_{b}^{l} + M_{b}^{r}}{l} \tag{10.12}$$

式中：V_{b}^{l}、V_{b}^{r}——梁左右两端剪力；

l——梁的跨度。

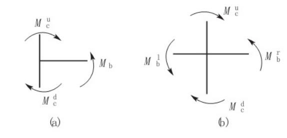


图 10.23　梁端弯矩计算

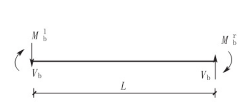


图 10.24　梁端剪力计算

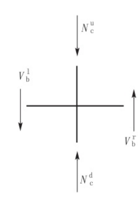



图 10.25 柱轴力计算

7. 柱的轴力

叠加节点左右的梁端剪力，可得柱内的轴力，由图 10.25 可求出第 j 层第 k 柱轴力即为其上各节点左右两端剪力代数和。

$$N_{jk} = \sum_{j}^{n}(V_{jb}^{l} - V_{jb}^{r}) \tag{10.13}$$

式中：N_{jk}——第 j 层第 k 柱的轴力；

V_{jb}^{l}、V_{jb}^{r}——第 j 层第 k 柱两侧梁端传来的剪力，由式(10.12)确定。


特别提示

反弯点法的要点：①确定反弯点高度；②按该层各柱的抗侧刚度比例确定各柱剪力。


应用案例 10-3

用反弯点法求如图 10.26(a)所示的框架的弯矩，并作弯矩图。

【解】

(1) 求各柱反弯点高度。底层柱反弯点位于距柱底 2/3 层高处；其他各层柱反弯点位于层高的中点。

(2) 求各柱剪力 V_{ij}。

① 顶层柱。

$$V_3 = \sum_{i=3}^{3} F_i = F_3 = 9.05\text{kN}$$

由于顶层各柱的截面尺寸相同，柱高度相等，柱顶侧移相等，则

$$V_{31} = V_{32} = V_{33} = V_{34} = \frac{1}{4}V_3 \approx 2.3\text{kN}$$

② 二层柱。

$$V_2 = \sum_{i=2}^{3} F_i = 9.05\text{kN} + 16.06\text{kN} \approx 25.1\text{kN}$$

同理

$$V_{21} = V_{22} = V_{23} = V_{24} = \frac{1}{4}V_2 \approx 6.3\text{kN}$$

③ 底层柱。

$$V_1 = \sum_{i=2}^{3} F_i = 9.05\text{kN} + 16.05\text{kN} + 13.75\text{kN} = 38.85\text{kN}$$

同理

$$V_{11} = V_{12} = V_{13} = V_{14} = 9.7\text{kN}$$

(3) 求各柱端弯矩。

① 底层柱。

$$M_{上} = \left(\frac{1}{3} \times 4.5 \times 9.7\right)\text{kN}\cdot\text{m} \approx 14.55\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{下} = \left(\frac{2}{3} \times 4.5 \times 9.7\right)\text{kN}\cdot\text{m} \approx 29.1\text{kN}\cdot\text{m}$$

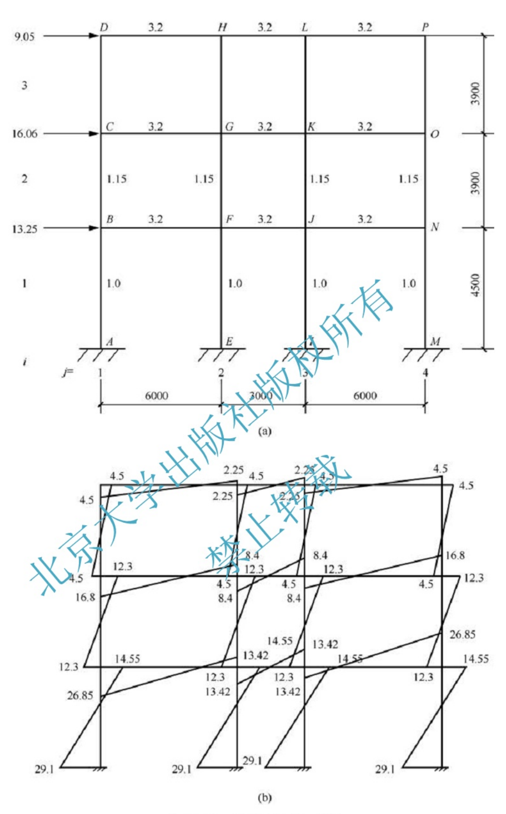


图 10.26 应用案例 10－3 图

② 二层柱。

$$M_{上}=M_{下}=\left(\frac{1}{2}\times3.9\times6.3\right)\text{kN}\cdot\text{m}\approx12.3\text{kN}\cdot\text{m}$$

③ 三层柱。

$$M_{上}=M_{下}=\left(\frac{1}{2}\times3.9\times2.3\right)\text{kN}\cdot\text{m}\approx4.5\text{kN}\cdot\text{m}$$

(4) 求梁端弯矩。

① 顶层梁。根据节点平衡及变形协调条件，有

边节点：$M=M_{上}+M_{下}$，如图12.26(a)所示，即

$$M_{DH}=4.5\text{kN}\cdot\text{m}$$

中间节点：$M_{左}=(M_{上}+M_{下})\dfrac{i_{左}}{i_{左}+i_{右}}$，如图12.26(b)所示，即

$$M_{HD}=\frac{i_{HD}}{i_{HD}+i_{HL}}M_{HG}=2.25\text{kN}\cdot\text{m}$$

② 其他各层梁端弯矩计算略，框架弯矩图如图12.26(b)所示。

10.3.3 D值法(改进反弯点法)

反弯点法的基本假定与实际情况存在的差距，主要有以下几个方面。

(1) 反弯点法在考虑柱的抗侧刚度d时，假定梁与柱的线刚度之比无限大，认为节点转角为零，柱中的剪力仅与各柱间的线刚度比有关。而对于层数较多的框架结构，柱的轴力较大，柱的截面增大，梁的线刚度可能接近或小于柱的线刚度；框架结构在荷载作用下各节点均有转角，柱的抗侧刚度有所降低。框架柱的抗侧刚度不仅与其本身线刚度和层高有关，还与柱两端梁的线刚度有关。

(2) 反弯点法在确定柱的反弯点高度时，假定柱上下节点转角相同，各柱的反弯点高度为一定值；而实际框架各层节点转角不等，各层柱的反弯点位置也不是定值，它将向转角大的一方移动。

影响柱反弯点高度的因素有：①梁柱的线刚度比；②上下梁线刚度；③上下层层高；④柱所在层位置；⑤房屋总层数等。

日本学者武藤清在分析多层框架的受力特点和变形特点的基础上，对反弯点法中柱的抗侧刚度和反弯点高度提出了修正。修正后柱的抗侧刚度用D表示，故又称为“D值法”。

1. 修正后柱的抗侧刚度D值

框架节点均有转角，节点的转动会降低柱的抗侧刚度，降低后的抗侧刚度为

$$D=\alpha_c\frac{12i_c}{h^2} \tag{10.14}$$

式中：α_c——柱抗侧刚度修正系数，它反映了由于节点转动而使柱抗侧刚度降低的程度($\alpha_c<1$)，如表10-4所示。

表10-4 柱抗侧移刚度修正系数α_c

楼层	简图	$\overline{K}$	α_c
一般层	i_2 i_1 i_2 i_c i_c i_4 i_3 i_4	$\overline{K}=\dfrac{i_1+i_2+i_3+i_4}{2i_c}$	$\alpha_c=\dfrac{\overline{K}}{2+\overline{K}}$

续表

楼层		简图	$\overline{K}$	α_c
底层	固接		$\overline{K}=\frac{i_1+i_2}{i_c}$	$\alpha_c=\frac{0.5+\overline{K}}{2+\overline{K}}$
	铰接		$\overline{K}=\frac{i_1+i_2}{i_c}$	$\alpha_c=\frac{0.5\overline{K}}{1+2\overline{K}}$
	铰接有连梁		$\overline{K}=\frac{i_1+i_2+i_{p1}+i_{p2}}{2i_c}$	$\alpha_c=\frac{\overline{K}}{2+\overline{K}}$

注：(1) $\overline{K}$ 为梁柱线刚度比。

(2) 边柱情况下，式中 i_1、i_3 或 i_{p1} 取为 0。

2. 柱的反弯点高度

柱的反弯点位置取决于该柱上下端转角的比值。影响柱两端转角大小的因素有：梁柱线刚度比、上下层梁线刚度比、上下层层高变化、柱所在楼层位置、侧向外荷载形式等。假定各层横梁线刚度相同，各层柱的线刚度也相同的多层框架为规则框架，由规则框架求得的柱反弯点高度 y_0h 为标准反弯点高度。当上述影响因素发生变化时，对标准反弯点高度进行调整以求出最终的反弯点高度 yh，即

$$yh=(y_0+y_1+y_2+y_3)h \tag{10.15}$$

式中：y——各层柱的反弯点高度比；

y_0——标准反弯点高度比；

y_1——上下梁线刚度变化时反弯点高度比的修正值；

y_2、y_3——上下层层高度变化时反弯点高度比的修正值。

特别提示

若柱上下端转角相同，反弯点就在柱的中点；若柱上下端转角不同，则反弯点向转角大的一侧移动，即向约束刚度较小的一端偏移。

1) 标准反弯点高度比 y_0

标准反弯点高度比 y_0 值与结构总层数 n、该柱所在的层次 j、框架梁柱线刚度比 $\overline{K}$ 及侧

向荷载的形式等因素有关，可由表 10－5(适用于地震作用)和表 10－6(适用于风荷载)查得。

标准反弯点高度适用于横梁的线刚度、柱的线刚度和层高沿框架高度保持不变的标准框架，当其中因素改变时，需做修正。

表 10－5　规则框架承受均布水平力作用时标准反弯点的高度比 y_0 值

n	j \ $\overline{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	0.45	0.40	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	1	0.95	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50
3	3	0.15	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	1	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
4	4	−0.05	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	3	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.10	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5	−0.20	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
6	6	−0.30	0.00	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5	0.00	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	4	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
7	7	−0.35	−0.05	0.10	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	6	−0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55

续表

n	j \ $\overline{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
8	8	−0.35	−0.15	0.10	0.10	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	7	−0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
9	9	−0.40	−0.05	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	−0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	7	0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
10	10	−0.40	−0.50	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.30	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	9	−0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	8	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
11	11	−0.40	0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	10	−0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	9	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50

续表

n	j \ $\overline{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
11	7	0.20	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
12以上	↓1	−0.40	−0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	−0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	中间	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	↑1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55

注：

i_1 i_2 i_c i_3 i_4

$$\overline{K}=\frac{i_1+i_2+i_3+i_4}{2i_c}$$

表 10-6　规则框架承受倒三角形分布水平力作用时标准反弯点高度比 y_0 值

n	j \ $\overline{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50
	1	1.00	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55

续表

n	$\overline{K}$ \ j	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
3	3	0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	2	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.55	0.50
	1	1.15	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
4	4	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	3	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.50
5	5	−0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.20	0.25	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55
6	6	−0.15	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
7	7	−0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	6	0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
8	8	−0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	7	0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.30	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50

续表

n	$\overline{K}$ / j	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
8	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
9	9	−0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	−0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	1.00	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
10	10	−0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	9	−0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
11	11	−0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	10	−0.05	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	9	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.25	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

续表

n	$\overline{K}$ / j	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
12	↓1	−0.30	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	−0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	3	0.05	0.25	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.15	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.35	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	中间	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.70	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	↑1	1.35	1.05	0.70	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

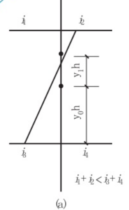
2）上下横梁线刚度比变化时反弯点高度比修正值 y_1

当与柱相连的上下层横梁的线刚度不相等时，柱上、下端的转角不相同，这将使反弯点的位置向刚度较小的一端移动。这种变化用 y_1 来反映，其修正值为 $y_1 h$，是反弯点高度的变化增量，这一增量有正有负，如图 10.27 所示。

当 $i_1+i_2<i_3+i_4$ 时，取 $\alpha_1=\dfrac{i_1+i_2}{i_3+i_4}$，并根据 α_1 及梁柱线刚度 $\overline{K}$ 查表 10－7 得 y_1。此条件下，柱上端刚度小，反弯点上移，故 y_1 为正值，如图 10.27(a)所示。

当 $i_1+i_2>i_3+i_4$ 时，取 $\alpha_1=\dfrac{i_3+i_4}{i_1+i_2}$，仍根据 α_1 和 $\overline{K}$ 查出 y_1，但注意此时上刚下柔，反弯点下移，y_1 应取负值，如图 10.27(b)所示。

对于底层柱，不考虑修正值 y_1，即 $y_1=0$。



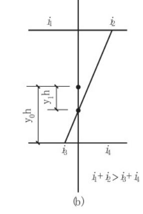


图 10.27 梁刚度变化对反弯点的影响

表 10－7 上下层横梁线刚度比对 y_0 的修正值 y_1

$\overline{K}$ / α_1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05
0.5	0.45	0.30	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05

续表

α_1 \ $\overline{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
0.6	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0
0.7	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0
0.8	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0
0.9	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

注：（节点示意：上层梁 i_1、i_2，柱 i_c，下层梁 i_3、i_4）$\alpha_1=\dfrac{i_1+i_2}{i_3+i_4}$，当 $i_1+i_2>i_3+i_4$ 时，则 α_1 取倒数，即 $\alpha_1=\dfrac{i_3+i_4}{i_1+i_2}$，并且 y_1 取值负号“－”；

$$\overline{K}=\frac{i_1+i_2+i_3+i_4}{2i_c}$$

3）层高变化对反弯点的影响

若某柱所在层的层高与相邻上层或下层的层高不同，反弯点的位置将偏离标准反弯点，须加以修正，如图 10.28 所示。

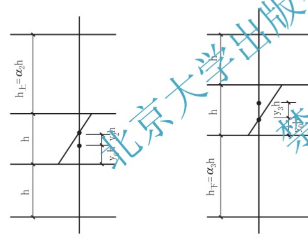


图 10.28　上下层高变化时对反弯点的影响

若上层层高 h_2 与本层层高 h 不同，用 y_2 修正。另 $\alpha_2=h_2/h$，由 α_2 和 $\overline{K}$ 查表 10－8 可得 y_2 值。若 $\alpha_2>1.0$，y_2 为正值，反弯点上移；若 $\alpha_2<1.0$，y_2 为负值，则反弯点下移。

若下层层高 h_3 与本层层高 h 不同，用 y_3 修正。另 $\alpha_3=h_3/h$，由 α_3 和 $\overline{K}$ 查表 10－8 可得 y_3 值。若 $\alpha_3>1.0$，y_3 为负值，反弯点下移；若 $\alpha_3<1.0$，y_3 为正值，则反弯点上移。

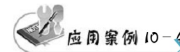
对于顶层柱不考虑 y_2 的修正，$y_2=0$；对于底层柱不考虑 y_3 的修正，$y_3=0$。

表 10－8　上下层高变化对 y_0 的修正值 y_2 和 y_3

α_2	α_3 \ $\overline{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
2.0		0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0
1.8		0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0
1.6	0.4	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
1.4	0.6	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.2	0.8	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

续表

α_2	α_3 \ $\overline{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.8	1.2	−0.05	−0.05	−0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	1.4	−0.10	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.4	1.6	−0.15	−0.10	−0.10	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.8	−0.20	−0.15	−0.10	−0.10	−0.10	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	0.0	0.0	0.0
	2.0	−0.25	−0.15	−0.15	−0.10	−0.10	−0.10	−0.10	−0.10	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	0.0	0.0

注：

y_2 按照 $\overline{K}$ 及 α_2 求得，上层较高时为正值；y_3 按照 $\overline{K}$ 及 α_3 求得

经上述各项修正后，即可求出反弯点高度 yh。根据各层框架柱的抗侧刚度 D 和反弯点高度，即可确定各柱柱端弯矩，再由节点平衡，求出梁柱内力。

应用案例 10-4

试用 D 值法计算图 10.26(a)所示框架的弯矩，并绘出弯矩图。

【解】

(1) 计算各层柱抗侧移刚度 D_{ij} 及 $\sum D_{ij}$

① 底层。

中柱

$$\overline{K}=\frac{\sum i_b}{i_c}=\frac{3.2+3.2}{1.0}=6.4$$

$$\alpha_c=\frac{0.5+\overline{K}}{2+\overline{K}}\approx 0.82$$

$$D_{12}=D_{13}=\alpha_c\frac{12i_{1c}}{h_1^2}=0.82\times\frac{12i_{1c}}{4.5^2}\approx 0.49i_{1c}$$

边柱

$$\overline{K}=\frac{i_b}{i_c}=\frac{3.2}{1.0}=3.2$$

$$\alpha_c=\frac{0.5+\overline{K}}{2+\overline{K}}\approx 0.71$$

$$D_{11}=D_{14}=\alpha_c\frac{12i_{1c}}{h_1{}^2}=0.71\times\frac{12i_{1c}}{4.5^2}\approx 0.42i_{1c}$$

$D_1=\sum D_{1j}=1.82i_{1c}$（以 i_{1c} 表示第 1 层柱线刚度，本例同层柱线刚度相等）

② 2 层。

中柱

$$\overline{K}=\frac{\sum i_{\mathrm{b}}}{2i_{\mathrm{c}}}=\frac{(3.2+3.2)\times 2}{1.15\times 2}\approx 5.56$$

$$\alpha_{\mathrm{c}}=\frac{\overline{K}}{2+\overline{K}}=\frac{5.56}{2+5.56}\approx 0.74$$

$$D_{22}=D_{23}=\alpha_{\mathrm{c}}\frac{12i_{2\mathrm{c}}}{h^2}=0.74\times\frac{12i_{2\mathrm{c}}}{3.9^2}\approx 0.58i_{2\mathrm{c}}$$

边柱

$$\overline{K}=\frac{\sum i_{\mathrm{b}}}{2i_{\mathrm{c}}}=\frac{3.2+3.2}{2\times 1.15}\approx 2.78$$

$$\alpha_{\mathrm{c}}=\frac{\overline{K}}{2+\overline{K}}=\frac{2.78}{2+2.78}\approx 0.58$$

$$D_{21}=D_{24}=\alpha_{\mathrm{c}}\frac{12i_{2\mathrm{c}}}{h^2}=0.58\times\frac{12i_{2\mathrm{c}}}{3.9^2}\approx 0.46i_{2\mathrm{c}}$$

$$D_2=\sum D_{2\mathrm{j}}=2.08i_{2\mathrm{c}}$$

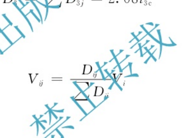
③ 3 层。

$$D_{32}=D_{33}=0.58i_{3\mathrm{c}},D_{31}=D_{34}=0.46i_{3\mathrm{c}}$$

$$D_3=\sum D_{3j}=2.08i_{3\mathrm{c}}$$

(2) 求各柱剪力。

根据



$$V_{ij}=\frac{D_{ij}}{\sum D_{ij}}V_i$$

有以下结果。

① 3 层。

$$V_3=9.05\mathrm{kN},V_{31}=V_{34}=\left(\frac{0.46i_{3\mathrm{c}}}{2.08i_{3\mathrm{c}}}\times 9.05\right)\mathrm{kN}\approx 2\mathrm{kN}$$

$$V_{32}=V_{33}=2.5\mathrm{kN}$$

② 2 层。

$$V_2=9.05\mathrm{kN}+16.06\mathrm{kN}=25.11\mathrm{kN},V_{21}=V_{24}=5.55\mathrm{kN}$$

$$V_{22}=V_{23}=7.0\mathrm{kN}$$

③ 底层。

$$V_1=9.05\mathrm{kN}+16.06\mathrm{kN}+13.75\mathrm{kN}=38.86\mathrm{kN},V_{11}=V_{14}=9.0\mathrm{kN}$$

$$V_{12}=V_{13}=10.5\mathrm{kN}$$

(3) 求各柱反弯点高度位置。

① 3 层。

中柱：$n=3$，$j=3$，$\overline{K}=5.56$，$y_0=0.45$；$\alpha_1=1.0$，$y_1=0$，y_2 不考虑；$\alpha_3=h/h=1$，$y_3=0$，故 $yh=(y_0+y_1+y_2+y_3)h=0.45h=1.755\mathrm{m}$。

边柱：$n=3$，$j=3$，$\overline{K}=2.78$，$y_0=0.44$，$y_1=y_2=y_3=0$，故 $yh=(0.44\times 0.39)\mathrm{m}\approx 1.716\mathrm{m}$。

② 2 层。

中柱：$n=3$，$j=2$，$\overline{K}=5.56$，$y_0=0.5$；$\alpha_1=1.0$，$y_1=0$；$\alpha_2=1.0$，$y_2=0$；$\alpha_3=1.15$，$y_3=0$，故 $yh=(y_0+y_1+y_2+y_3)h=(0.5\times 3.9)\mathrm{m}=1.95\mathrm{m}$。

边柱：$n=3$，$j=2$，$\overline{K}=2.78$，$y_0=0.49$，$y_1=0$；$\alpha_2=1.0$，$y_2=0$；$\alpha_3=1.15$，$y_3=0$，故 $yh=0.49\times3.9\text{m}=1.911\text{m}$。

③ 底层。

中柱：$m=3$，$n=1$，$\overline{K}=6.4$，$y_0=0.55$，$y_1=$不考虑；$\alpha_2=0.87$，$y_2=0$；y_3 不考虑，故 $yh=0.55\times4.5\text{m}=2.475\text{m}$；

边柱：$n=3$，$j=1$，$\overline{K}=3.2$，$y_0=0.55$，y_1 不考虑；$y_2=0$；y_3 不考虑，故 $yh=(0.55\times4.5)\text{m}=2.475\text{m}$。

(4) 弯矩计算

方法同反弯点法，本书从略。

课题 10.4 侧移计算

框架结构设计时，不仅要进行承载力的计算，而且要进行结构的刚度计算，控制框架侧移。控制侧移包含两部分内容：一是控制框架顶部的最大侧移；二是控制层间相对位移。

特别提示

若顶部侧移过大，不仅影响正常使用，而且会使主体结构出现裂缝或损坏；若层间位移过大，将导致填充墙开裂，饰面脱落。

引起框架侧移的主要原因是水平荷载作用。在水平荷载作用下，框架的变形由总体剪切变形和总体弯曲变形两部分组成，如图 10.29 所示。

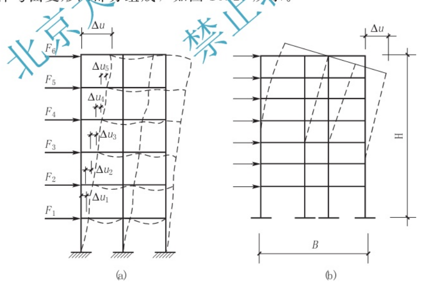


图 10.29 框架结构在水平荷载作用下的侧向位移

(a) 框架总体剪切变形；(b) 框架总体弯曲变形

总体剪切变形是由梁、柱弯曲变形引起的框架变形，越靠下越大，其侧移曲线和悬臂梁剪切变形曲线相似，故称为总体剪切变形。总体弯曲变形是由框架两侧柱的轴向变形引起的，越靠上越大，其侧移曲线与悬臂梁的弯曲变形曲线相似，故称为总体弯曲变形。

对于层数不多的框架，柱轴向变形引起的侧移很小，可以忽略不计，通常只考虑梁、

柱弯曲变形引起的框架侧移，即主要发生总体剪切变形。对于框架高度大于50m或高宽比 $H/B>4$ 的结构，柱轴向变形引起的总体弯曲变形不可忽略。

10.4.1 由梁、柱弯曲变形引起的侧移

以剪切变形为主的框架侧移量的计算可采用 D 值法。抗侧刚度 D 的物理意义表示层间产生单位侧移时所需施加的层间剪力。当已知框架第 j 层的总体抗侧刚度 D_j 和总剪力 V_j，由下式可近似计算框架层间侧移 Δu_j 时

$$\Delta u_j = \frac{V_j}{\sum D_{jk}} \tag{10.16}$$

式中：Δu_j——第 j 层层间侧移；

V_j——第 j 层层间剪力；

$\sum D_{jk}$ ——第 j 层所有柱抗侧刚度之和。

10.4.2 由柱轴向变形引起的侧移

在水平荷载作用下，框架各杆件除产生弯矩和剪力外，还在柱中产生轴向力。轴力使框架一侧柱受拉伸长，另一侧柱轴压缩短，从而引起侧移。为了简化计算，假定中柱轴力为零，只考虑边柱轴向变形产生的侧移。边柱轴力 N 可近似由下式表示

$$N = \pm \frac{M(z)}{B} \tag{10.17}$$

式中：$M(z)$——上部水平荷载在 z 高程处所引起的弯矩；

B——外柱轴线间的距离，如图10.29(b)所示。

当房屋层数较多时，可把水平荷载、边柱轴向变形和水平位移看成连续函数。根据结构力学知识，框架顶点的最大水平位移 Δ_N

$$\Delta_N = \int_0^H \frac{\overline{N}N}{EA} \mathrm{d}z \tag{10.18}$$

式中：$\overline{N}$——单位水平力作用于框架顶端时边柱中的轴力；

N——外荷载作用下边柱中的轴力；

A——边柱截面面积。

10.4.3 侧移限值

在正常使用条件下，高层建筑结构应具有足够的刚度，避免产生过大的位移而影响结构的承载力、稳定性和使用要求。根据《高层建筑混凝土结构技术规程》，按弹性法计算的楼层层间位移和结构顶点位移分别应满足

$$\Delta u/h \leqslant 1/550 \tag{10.19}$$

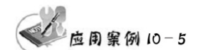
$$u/H \leqslant 1/550 \tag{10.20}$$

式中：Δu——层间侧移；

h——层高；

u——结构顶点总侧移；

H——结构总高度。



试用 D 值法计算图 10.26(a)所示框架的侧移。

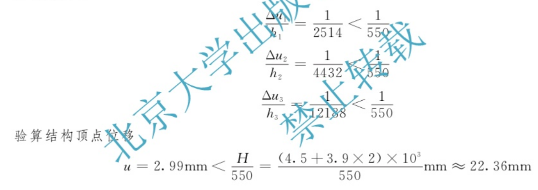
【解】

计算框架侧移时，应取水平荷载标准值，此例计算时假定图 10.26(a)所示水平荷载为标准荷载值，此框架采用砌体填充墙。水平荷载作用下框架侧移计算具体过程见表 10－9。

表 10－9 框架侧移计算

层次	H_i/m	F_i/kN	V_i/kN	$\sum D_i \times 10^4$/(kN/m)	Δu_i	$\frac{\Delta u_i}{h_i}$	u/mm
3	3.9	9.05	9.05	$2.08 i_{3c} \approx 2.85$	0.32	$\frac{1}{12188}$	2.99
2	3.9	16.06	25.11	$2.08 i_{2c} \approx 2.85$	0.88	$\frac{1}{4432}$	2.67
1	4.5	13.75	38.86	$1.82 i_{1c} \approx 2.17$	1.79	$\frac{1}{2514}$	1.79

令 $i_{1c}=1.19\times10^4\,\text{kN}\cdot\text{m}$，$i_{2c}=i_{3c}=(1.15\times1.19\times10^4)\,\text{kN}\cdot\text{m}\approx(1.37\times10^4)\,\text{kN}\cdot\text{m}$，验算层间相对位移



$$\frac{\Delta u_1}{h_1}=\frac{1}{2514}<\frac{1}{550}$$

$$\frac{\Delta u_2}{h_2}=\frac{1}{4432}<\frac{1}{550}$$

$$\frac{\Delta u_3}{h_3}=\frac{1}{12188}<\frac{1}{550}$$

验算结构顶点位移

$$u=2.99\text{mm}<\frac{H}{550}=\frac{(4.5+3.9\times2)\times10^3}{550}\text{mm}\approx22.36\text{mm}$$

均满足要求。

课题 10.5 多层框架非抗震设计

10.5.1 非抗震设计流程图

对于框架结构设计有抗震和非抗震设计，本课题主要介绍现浇整体式的框架结构非抗震设计。其非抗震设计流程如图 10.30 所示。

10.5.2 内力组合

在构件设计时，通过内力组合找出构件控制截面上的最不利内力，作为截面配筋设计的依据。

1. 框架梁控制截面和最不利内力

框架梁的控制截面是支座截面和跨中截面。支座截面的最不利内力是最大负弯矩和最

大剪力（水平荷载作用下还有正弯矩，注意组合）；跨中截面最不利内力是最大正弯矩（有时也可能是负弯矩）。这里需注意的是支座截面，内力分析的结果是轴线位置的内力。而梁支座截面的最不利位置是柱边缘处。因此，应根据梁轴线处的弯矩和剪力计算出柱边梁截面的弯矩和剪力，如图 10.31 所示。

$$M' = M - b\frac{V}{2} \tag{10.21}$$

$$V' = V - \Delta V \tag{10.22}$$

式中：M'、V'——柱边缘处截面的弯矩和剪力；

M、V——柱轴线处梁截面的弯矩和剪力；

b——柱宽度；

ΔV——在长度 $b/2$ 范围内的剪力改变值。

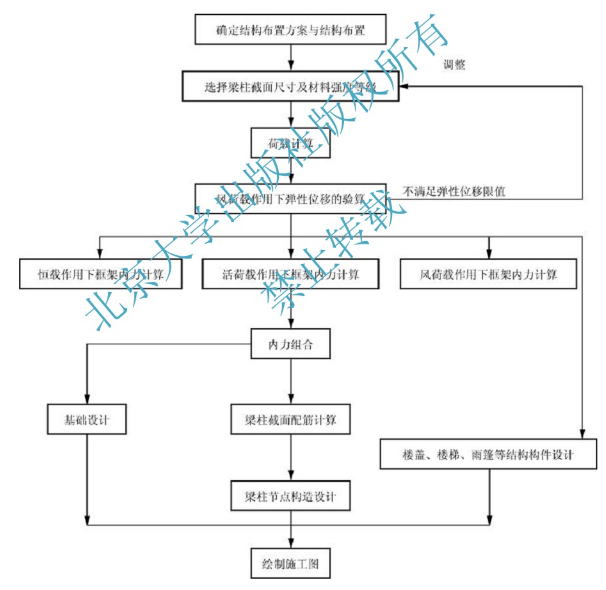


图 10.30　框架结构非抗震设计流程图

2. 框架柱控制截面和最不利内力组合

框架的控制截面取柱上、下两个端面。其最不利内力组合有四种情况。

① 最大正弯矩 $+M_{max}$ 及相应的 N、V。

② 最大负弯矩 $-M_{max}$ 及相应的 N、V。

③ 最大轴向力 N_{max} 及相应的 N、V。

④ 最小轴向力 N_{min} 及相应的 N、V。

有时还可能是 $|M|$ 较大，而 N 较小或较大的偏心受压情况。

3. 活荷载的布置

（1）最不利活荷载布置法：详见梁板结构。

（2）分层分跨组合法：这种方法是将活荷载逐跨单独施加到框架上分别计算内力，然后根据指定的控制截面叠加不利的内力，常用于计算机程序计算。

（3）活荷载一次性布满：当活荷载较小时采用，但算得的梁跨中弯矩宜乘以 1.1～1.3 的增大系数。为了减少计算工作量，框架结构手算时常采用此法。

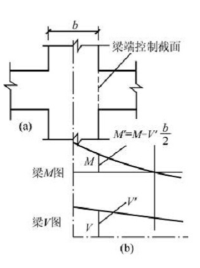


图 10.31 梁端控制截面的弯矩和剪力

4. 荷载组合

一般的框架结构，按荷载效应基本组合进行承载力计算即可。其基本组合有。

（1）恒荷载＋活荷载。

（2）恒荷载＋风荷载。

（3）恒荷载＋0.85(活荷载＋风荷载)。

5. 弯矩塑性调幅

由于框架节点的连接并非完全刚性，支座截面的实际弯矩要小于计算弯矩，为了便于施工，减少支座处配筋，通常是降低支座处恒载下的负弯矩，即对梁端负矩乘以调幅系数 β。β 的大小规定如下。

（1）现浇整体式框架：$\beta=0.8\sim0.9$。

（2）装配整体式框架：$\beta=0.7\sim0.8$。

塑性调幅主要是在竖向荷载作用下的内力调整，应在内力组合前调幅，再进行内力组合。

10.5.3 框架梁、柱的截面设计

1. 框架梁设计

框架梁属受弯构件，其纵筋和腹筋的配置，按受弯构件正截面承载力和斜截面承载力的计算和构造确定。此外，纵筋还应满足裂缝宽度的要求。纵筋的弯起和截断位置，一般应根据弯矩包络图确定。当均布活荷载与恒荷载的比例不很大($q/g\leqslant3$，q 为活荷载设计值，g 为恒荷载设计值)或考虑塑性内力重分布对支座弯矩进行调幅时，可按梁板结构中次梁的做法，对框架横梁中的纵筋进行弯起和截断。

特别提示

应注意，梁下部纵筋一般不在跨中截断。

2. 框架柱设计

框架柱属于偏心受压构件。在正截面承载力计算中，框架中柱和边柱一般按单向偏心受压构件考虑；位于边线的角柱，则应按双向偏心受压构件考虑。

特别提示

通常，框架边柱为大偏心受压构件，框架中柱为小偏心受压构件。在进行内力组合时，如此考虑可使计算简化。

实际工程中，框架柱通常采用对称配筋，确定柱中纵筋配置时，应从内力组合中找出最不利的内力进行配筋计算。由于柱的正截面承载力受到 M 与 N 的相关影响，很难从 M 或 N 的数值上确定哪一组内力为最不利内力。可首先根据偏心距 $e_0=M/N$，将组合出的内力分为大、小偏心两种情况，然后在大偏心受压中选取 e_0 最大的一组；在小偏心受压中选取 N 最大和 M 较大的一组，或者 N 不是最大的，但 M 较大的一组进行截面配筋计算，并从中选取配筋数量最大者作为截面配筋的依据。

框架柱除进行正截面受压承载力计算外，还应根据内力组合得到的剪力值进行斜截面抗剪承载力计算，确定其箍筋配置。对框架边柱，当偏心距大于 $0.55h_0$ 时，还应进行裂缝宽度验算。

框架柱的计算长度根据框架不同的侧向约束条件来确定。

10.5.4 现浇框架节点构造要求

如图 10.32 所示，非抗震设计时，框架梁、柱的纵向钢筋在框架节点区的锚固和搭接，应符合下列要求。

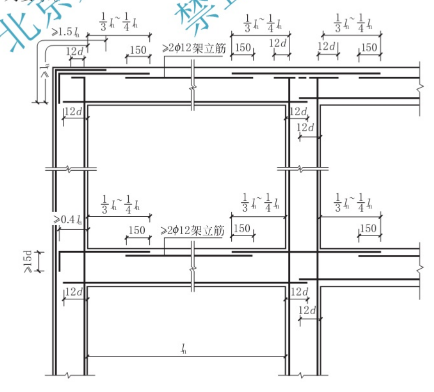


图 10.32 非抗震设计时框架梁柱纵筋的锚固

(1) 顶层中节点柱纵向钢筋和边节点柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶。当从梁底边计算的直线锚固长度不小于 l_a 时，可不必水平弯折，否则应向柱内或梁、板内水平弯折。当充分利用柱纵向钢筋的抗拉强度时，其锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5l_{ab}$，弯折后的水平投影长度不宜小于 12 倍的柱纵向钢筋直径。此处，l_{ab} 为钢筋基本锚固长度，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》的有关规定。

(2) 顶层端节点处，在梁宽范围以内的柱外侧纵向钢筋可与梁上部纵向钢筋搭接，搭接长度不应小于 $1.5l_a$；在梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内，伸入长度与伸入梁内的相同。当柱外侧纵向钢筋的配筋率大于 1.2% 时，伸入梁内的柱纵向钢筋宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 20 倍的柱纵向钢筋直径。

(3) 梁上部纵向钢筋伸入端节点的锚固长度，直线锚固时不应小于 l_a，且伸过柱中心线的长度不宜小于 5 倍的梁纵向钢筋直径；当柱截面尺寸不足时，梁上部纵向钢筋应伸至节点对边并向下弯折，锚固段弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4l_{ab}$，弯折后的竖直投影长度应取 15 倍的梁纵向钢筋直径。

(4) 当计算中不利用梁下部纵向钢筋的强度时，其伸入节点内的锚固长度应取不小于 12 倍的梁纵向钢筋直径。当计算中充分利用梁下部钢筋的抗拉强度时，梁下部纵向钢筋可采用直线方式或向上 90°弯折方式锚固于节点内。直线锚固时的锚固长度不应小于 l_a；弯折锚固时，锚固段的水平投影长度不应小于 $0.4l_{ab}$，弯折后竖直投影长度不应小于 15 倍纵向钢筋直径。

(5) 当采用锚固板锚固措施时，钢筋锚固构造应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》的有关规定。

课题 10.6 框架房屋的抗震规定

10.6.1 钢筋混凝土框架房屋的震害特点

大量地震震害资料表明，钢筋混凝土框架结构房屋发生的破坏主要出现在梁端、柱端及梁柱节点处，主要破坏特点如下。

1. 框架梁

框架结构的震害多发生在梁端。在强烈地震作用下，梁端纵向钢筋屈服，出现上下贯通的垂直裂缝和交叉斜裂缝。在梁端负弯矩钢筋切断处，由于抗弯能力削弱也容易产生裂缝，造成梁的剪切破坏。

梁剪切破坏的主要原因是，梁端钢筋屈服后，裂缝的产生和发展使混凝土抵抗剪力的能力逐渐减小，而梁内箍筋配置又少，以及地震的反复作用使混凝土的抗剪强度进一步降低，当剪力超过了梁的抗剪承载力时产生破坏。

2. 框架柱

框架柱的破坏主要发生在接近节点处。在水平地震作用下，每层柱的上下端将产生较大的弯矩。当柱的正截面抗弯强度不足时，在柱的上下端产生水平裂缝。由于反复的震动，裂缝会贯通整个截面，在强烈地震作用下，柱顶端混凝土被压碎直至剥落，柱主筋被压曲呈灯笼状突出。

另外，当柱的净高与截面长边的比值小于或接近 4 时（通常为“短柱”），柱的抗侧移刚度很大，所以受到的地震剪力也大，柱身会出现交叉的 X 形斜裂缝，严重时箍筋屈服崩断，柱断裂，造成房屋倒塌。

3. 框架节点

在地震的反复作用下，节点的破坏机理很复杂，主要表现为：节点核芯区产生斜向的 X 形裂缝，当节点区剪压比较大时，箍筋未屈服混凝土就被剪压酥碎而破坏，导致整个框架破坏。破坏的主要原因大都是混凝土强度不足、节点处的箍筋配置量小，或由于节点处钢筋太稠密使得混凝土浇捣不密实。

10.6.2 抗震设计的一般规定

1. 抗震等级

抗震等级是确定结构和构件抗震计算与采用抗震措施的标准，分为四个等级。《建筑抗震设计规范》规定，房屋建筑混凝土结构构件的抗震设计，应根据设防类别、烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。框架结构丙类建筑的抗震等级应按表 10－10 确定。

表 10－10 现浇钢筋混凝土框架房屋抗震等级

结构类型		设防烈度						
		6 度		7 度		8 度		9 度
框架结构	高度/m	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24
	普通框架	四	三	三	二	二	一	一
	大跨度框架	三		二		一		一

注：(1) 建筑场地为Ⅰ类时，除 6 度外可按表内降低 1 度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不应降低。

(2) 接近或等于高度分界时，应允许结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级。

(3) 大跨度框架指跨度不小于 18m 的框架。

2. 房屋的高度控制

根据国内外有关资料和工程实际经验，为了达到安全、经济、合理的要求，《建筑抗震设计规范》规定，较规则的多高层现浇钢筋混凝土房屋的最大适用高度不超过表 10－11 的规定。

表 10－11 现浇钢筋混凝土框架房屋适用的最大高度

结构类型	最大高度/m				
	6 度	7 度	8 度(0.2g)	8 度(0.3g)	9 度
框架	60	50	40	35	24

注：(1) 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）。

(2) 乙类建筑可按本地区抗震设防烈度确定适用的最大高度。

(3) 超过表内高度的房屋，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施。

平面和竖向均不规则的结构或建造于Ⅳ类场地的结构，适用的最大高度应适当降低。

3. 材料

(1) 混凝土结构的混凝土强度等级应符合下列规定。

① 剪力墙不宜超过C60；其他构件，9度时不宜超过C60，8度时不宜超过C70。

② 框支梁、框支柱，以及一级抗震等级的框架梁、柱及节点，不应低于C30；其他各类结构构件，不应低于C20。

(2) 梁、柱、支撑以及剪力墙边缘构件中，其受力钢筋宜采用热轧带肋钢筋。

(3) 按一、二、三级抗震等级设计的框架和斜撑构件，其纵向受力钢筋应符合下列要求。

① 钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于1.25。

② 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于1.3。

③ 钢筋最大拉应力下的总伸长率实测值不应小于9%。

10.6.3 抗震构造措施

1. 设计原则

为了使框架具有必要的承载能力、良好的变形能力和耗能能力，应使塑性铰首先在梁的根部出现，此时结构仍能继续承受重力荷载，保证框架不倒。为此设计时应遵循“强柱弱梁”原则。

在选择构件尺寸、配筋及构造处理时，要保证构件有足够延性，也必须保证构件的抗剪承载能力大于抗弯承载能力，保证在构件出现塑性铰前不会发生剪切破坏，称之为“强剪弱弯”。“强剪弱弯”也是框架抗震设计应遵循的原则之一。另外，在梁的塑性铰充分发挥作用前，框架节点和钢筋锚固不应发生破坏，要做到“强节点，强锚固”。

“强柱弱梁”、“强剪弱弯”、“强节点，强锚固”的设计原则不仅适用于框架，也适用于其他钢筋混凝土延性结构。

2. 抗震构造措施

1) 框架梁

(1) 截面尺寸。框架梁的截面宽度不宜小于200mm，截面高宽比不宜大于4，净跨与截面高度之比不宜小于4。在地震作用下，梁端节点易出现塑性铰，导致混凝土保护层剥落而造成梁截面过于薄弱，影响抗剪承载能力及节点核心区的约束能力。

采用梁宽大于柱宽的扁梁时，楼板应现浇梁中线宜与柱中线重合，扁梁应双向布置，且不宜用于一级框架结构。扁梁的截面尺寸应符合下列要求，并应满足现行有关规范对挠度和裂缝宽度的规定，即

$$b_b \leqslant 2b_c \tag{10.23}$$

$$b_b \leqslant b_c + h_b \tag{10.24}$$

$$h_b \geqslant 16d \tag{10.25}$$

式中：b_c——柱截面宽度，圆形截面取柱直径的0.8倍；

b_b、h_b——分别为梁截面宽度和高度；

d——柱纵筋直径。

（2）梁的纵向钢筋。

① 框架梁的纵向受拉钢筋的配筋率应不小于表10－12规定的数值。

表10－12　框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率(%)

抗震等级	梁中位置	
	支座	跨中
一级	0.40和80f_t/f_y中的较大值	0.30和65f_t/f_y中的较大值
二级	0.30和65f_t/f_y中的较大值	0.25和55f_t/f_y中的较大值
三、四级	0.25和55f_t/f_y中的较大值	0.20和45f_t/f_y中的较大值

② 梁端截面的底面和顶面纵向钢筋配筋量的比值，除按计算确定外，一级不应小于0.5，二、三级不应小于0.3。

③ 梁端箍筋加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径应按表10－13采用，当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于2%时，表中箍筋最小直径数值应增大2mm。

表10－13　梁端箍筋加密区的长度、箍筋的最大间距和最小直径

抗震等级	加密区长度 (采用较大值)/mm	箍筋最大间距 (采用较小值)/mm	箍筋最小直径/mm
一级	$2h_b$，500	$h_b/4$，$6d$，100	10
二级	$1.5h_b$，500	$h_b/4$，$8d$，100	8
三级	$1.5h_b$，500	$h_b/4$，$8d$，150	8
四级	$1.5h_b$，500	$h_b/4$，$8d$，150	6

注：d为纵向钢筋直径，h_b为梁截面高度

④ 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于2.5%。沿梁全长顶面和底面至少应各配置两根通常的纵向钢筋。对于一、二级抗震等级，钢筋直径不应小于14mm，且分别不应少于梁两端顶面和底面纵向受力钢筋中较大截面面积的1/4；对于三、四级抗震等级，钢筋直径不应小于12mm。

⑤ 梁箍筋加密区长度内的箍筋肢距：一级抗震等级，不宜大于200mm和20倍箍筋直径的较大值；二、三级抗震等级，不宜大于250mm和20倍箍筋直径的较大值；各抗震等级下，均不宜大于300mm。

⑥ 梁端设置的第一个箍筋据框架节点边缘不应大于50mm。非加密区的箍筋间距不宜大于加密区箍筋间距的2倍。沿梁全长箍筋的面积配筋率ρ_{sv}应符合下列规定。

一级抗震等级

$$\rho_{sv} \geqslant 0.3\frac{f_t}{f_{yv}} \tag{10.26}$$

二级抗震等级

$$\rho_{sv} \geqslant 0.28\frac{f_t}{f_{yv}} \tag{10.27}$$

三、四级抗震等级

$$\rho_{sv} \geqslant 0.26\frac{f_t}{f_{yv}} \tag{10.28}$$

2）框架柱

（1）截面尺寸。截面的宽度和高度，四级或不超过2层时，不宜小于300mm，一、二、三级且超过2层时不宜小于350mm；圆柱直径，四级或不超过2层时不宜小于350mm，一、二、三级且超过2层时不宜小于450mm。剪跨比宜大于2。截面长边与短边的边长比不宜大于3。

（2）柱的纵向钢筋。

① 框架柱和框支柱中全部纵向钢筋的最小总配筋率应按表10－14采用，同时每一侧配筋率不应小0.2%；对建造于Ⅳ类场地且较高的高层建筑，表中的数值应增加0.1。

表10－14 柱截面纵向钢筋的最小总配筋率(%)

类别	抗震等级			
	一	二	三	四
中柱和边柱	0.9(1.0)	0.7(0.8)	0.6(0.7)	0.5(0.6)
角柱、框支柱	1.1	0.9	0.8	0.7

注：括号内的数值用于框架结构的柱；采用钢筋强度标准值小于400MPa时，表中数值应增加0.1，钢筋强度标准值为400MPa时，表中数值应增加0.05；混凝土强度等级高于C60应增加0.1

② 框架柱和框支柱上、下两端箍筋应加密，加密区的箍筋最大间距和箍筋最小直径应符合表10－15的规定。

表10－15 柱箍筋加密区的箍筋最大间距和最小直径

抗震等级	箍筋最大间距(采用较小值)/mm	箍筋最小直径/mm
一	$6d$，100	10
二	$8d$，100	8
三	$8d$，150(柱根100)	8
四	$8d$，150(柱根100)	6(柱根8)

注：d为柱纵筋最小直径；柱根指框架底层柱嵌固部位

③ 框架柱和框支柱上、下两端箍筋应加密，加密区的箍筋最大间距和箍筋最小直径应符合表10－15的规定。

④ 一级框架柱的箍筋直径大于12mm且箍筋肢距不大于150mm；二级框架柱的箍筋直径不小于10mm且箍筋肢距不大于200mm时，除柱根外最大间距应允许采用150mm；三级框架柱的截面尺寸不大于400mm时，箍筋最小直径应允许采用6mm；四级框架柱剪跨比不大于2时，箍筋直径不应小于8mm；框支柱和剪跨比不大于2的柱，箍筋间距不应大于100mm。

⑤ 框架边柱、角柱及剪力墙端柱在地震组合下处于小偏心受拉时，柱内纵向受力钢筋总截面面积应比计算值增加25%。框架柱、框支柱中全部纵向受力钢筋配筋率不应大于5%。柱的纵向钢筋宜对称配置。截面尺寸大于400mm的柱，纵向钢筋的间距不宜大于200mm。当按一级抗震等级设计，且柱的剪跨比不大于2时，柱每侧纵向钢筋的配筋率不

宜大于1.2%。

⑥ 框架柱的箍筋加密区长度，应取柱截面长边尺寸(或圆形截面直径)、柱净高的1/6和500mm中的较大值；一、二级抗震等级的角柱应沿柱全高加密箍筋。底层柱根箍筋加密区长度应取不小于该层柱净高的1/3；当有刚性地面时，除柱端箍筋加密区外还应在刚性地面上、下各500mm的高度范围内加密箍筋。框支柱和剪跨比不大于2的框架柱应在柱全高范围内加密箍筋，且箍筋间距应符合表10-15一级抗震等级的要求。

⑦ 柱箍筋加密区内的箍筋肢距：一级抗震等级不宜大于200mm；二、三级抗震等级不宜大于250mm和20倍箍筋直径中的较大值；四级抗震等级不宜大于300mm。每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋或拉筋约束；当采用拉筋且箍筋与纵向钢筋有绑扎时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并钩住箍筋。

⑧ 箍筋加密区箍筋的体积配筋率应符合下列规定

$$\rho_v \geqslant \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \tag{10.29}$$

式中：ρ_v——柱箍筋加密区的体积配筋率；

f_{yv}——箍筋抗拉强度设计值；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值；当强度等级低于C35时，按C35取值；

λ_v——最小配箍特征值，按表10-16采用。

表10-16 柱箍筋加密区的箍筋最小配箍特征值λ_v

抗震等级	箍筋形式	轴压比								
		≤0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.05
一级	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	—	—
一级	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21	—	—
二级	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24
二级	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
三、四级	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
三、四级	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20

注：(1) 普通箍指单个矩形箍筋或单个圆形箍筋；螺旋箍指单个螺旋箍筋；复合箍指由矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋；复合螺旋箍指由螺旋箍与矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋；连续复合矩形螺旋箍指全部螺旋箍为同一根钢筋加工成的箍筋。

(2) 在计算复合螺旋箍的体积配筋率时，其中非螺旋箍筋的体积应乘以系数0.8。

(3) 混凝土强度等级高于C60时，箍筋宜采用复合箍、复合螺旋箍或连续复合矩形螺旋箍，当轴压比不大于0.6时，其加密区的最小配箍特征值宜按表中数值增加0.02；当轴压比大于0.6时，宜按表中数值增加0.03。

对一、二、三、四级抗震等级的柱，其箍筋加密区的箍筋体积配筋率分别不应小于0.8%、0.6%、0.4%和0.4%。

框支柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其最小配箍特征值一直按表 10－16 中的数值增加 0.02 采用，且体积配筋率不应小于 1.5%。

当剪跨比不大于 2 时，宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其箍筋体积配筋率不应小于 1.2%；9 度设防烈度、一级抗震等级时，不应小于 1.5%。

⑨ 在箍筋加密区外，箍筋的体积配筋率不宜小于加密区配筋率的一半；对一、二级抗震等级，箍筋间距不应大于 $10d$；对三、四级抗震等级，箍筋间距不应大于 $15d$。此处，d 为纵向钢筋直径。

（3）轴压比限制。轴压比是指受压柱考虑地震作用组合后的轴向压力设计值与柱全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值的乘积的比值，即 $N/(f_c A)$。框架柱的轴压比不宜大于表 10－17 规定的数值。

表 10－17　柱的轴压比限值

类别	抗震等级		
	一	二	三
框架柱	0.65	0.75	0.85

注：（1）表内数值适用于混凝土强度等级不高于 C60 的柱。当混凝土强度等级为 C65～C75 时，轴压比限值应比表中数值降低 0.05；当混凝土强度等级为 C75～C80 时，轴压比限值应比表中数值降低 0.10。

（2）表内数值适用于剪跨比大于 2 的柱。剪跨比不大于 2 但不小于 1.5 的柱，其轴压比限值应比表中数值减小 0.05；剪跨比小于 1.5 的柱，其轴压比限值应专门研究并取特殊构造措施。

（3）当柱截面中部设置由附加纵向钢筋形成的芯柱，且附加纵向钢筋的截面面积不小于柱截面面积的 0.8%时，柱轴压比限值可增加 0.05。

（4）调整后的柱轴压比限值不应大于 1.05。

3）节点区钢筋锚固和搭接

如图 10.33 所示，《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：抗震设计时，框架梁、柱的纵向钢筋在框架节点区的锚固和搭接，应符合下列要求。

（1）顶层中节点柱纵向钢筋和边节点柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶。当从梁底边计算的直线锚固长度不小于 l_{aE} 时，可不必水平弯折，否则应向柱内或梁内、板内水平弯折，锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5l_{abE}$，弯折后的水平投影长度不宜小于 12 倍的柱纵向钢筋直径。此处，l_{abE} 为抗震时钢筋的基本锚固长度，一、二级取 $1.15l_{ab}$，三、四级分别取 $1.05l_{ab}$ 和 $1.00l_{ab}$。

（2）顶层端节点处，柱外侧纵向钢筋可与梁上部纵向钢筋搭接，搭接长度不应小于 $1.5l_{aE}$，且伸入梁内的柱外侧纵向钢筋截面面积不宜小于柱外侧全部纵向钢筋截面面积的 65%；在梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内，其伸入长度与伸入梁内的相同。当柱外侧纵向钢筋的配筋率大于 1.2%时，伸入梁内的柱纵向钢筋宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 20 倍的柱纵向钢筋直径。

（3）梁上部纵向钢筋伸入端节点的锚固长度，直线锚固时不应小于 l_{aE}，且伸过柱中心线的长度不应小于 5 倍的梁纵向钢筋直径；当柱截面尺寸不足时，梁上部纵向钢筋应伸至节点对边并向下弯折，锚固段弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4l_{abE}$，弯折后的竖直投影长度应取 15 倍的梁纵向钢筋直径。

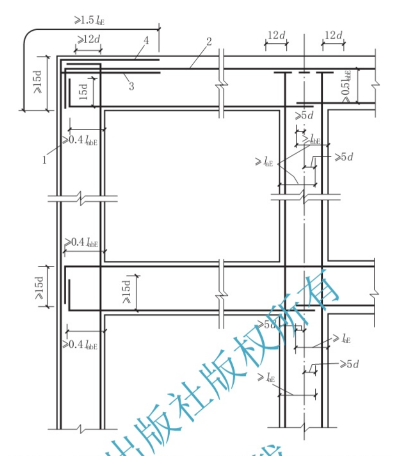


图 10.33　抗震设计时框架梁、柱纵向钢筋在节点区的锚固要求

1—柱外侧纵向钢筋，截面面积 A_{cs}；2—梁上部纵向钢筋；3—伸入梁内的柱外侧纵向钢筋，截面面积不小于 $0.65A_{cs}$；4—不能伸入梁内的柱外侧纵向钢筋，可伸入板内

（4）梁下部纵向钢筋的锚固与梁上部纵向钢筋相同，但采用 90°弯折方式锚固时，竖直段应向上弯入节点内。

课题 10.7　剪力墙结构

10.7.1　剪力墙结构的基本概念

剪力墙结构是由剪力墙组成的承受竖向和水平作用的结构。在抗震设防区，水平荷载还包括水平地震作用，因此剪力墙有时也称为抗震墙。

剪力墙宜沿结构的主轴方向布置成双向或者多向，使两个方向的刚度接近。剪力墙的墙肢截面应简单、规则，墙体宜沿建筑物高度方向对齐贯通、上下不错层以避免刚度的突变。较长的剪力墙可用楼板或连梁分成若干独立的墙段，各独立墙段的总高度与长度之比不宜小于 2。剪力墙中的洞口宜上下对齐布置，以形成明显的墙肢和连梁，不宜采用错洞墙。墙肢截面长度与厚度之比不宜小于 3。

根据墙体的开洞大小和截面应力的分布特点，剪力墙可划分为整截面剪力墙、整体小开口剪力墙、联肢剪力墙和壁式框架四类，如图 10.34 所示，不同类型的剪力墙具有不同的受力状态和特点。

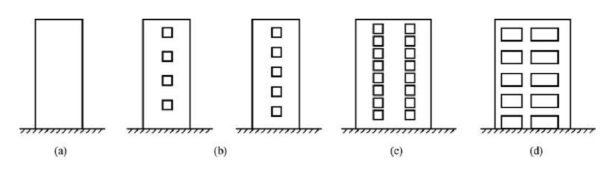


图 10.34 剪力墙的类型

(a) 整截面剪力墙；(b) 整体小开口墙；(c) 联肢墙；(d) 壁式框架

1）整截面剪力墙

不开洞或所开洞口面积不大于15%的剪力墙，称为整截面剪力墙。它在水平荷载作用下，如同一个整体的悬臂弯曲构件，在墙肢的整个高度上，弯矩图无突变也无反弯点，其变形以弯曲变形为主，结构上部的层间位移较大，越往下层间位移越小。

2）整体小开口剪力墙

当门窗洞口沿竖向成列布置、洞口总面积虽超过了墙体总面积的15%，但相对而言墙肢较宽、洞口仍较小时，墙的整体性仍然较好，这种开洞剪力墙称为整体小开口剪力墙。变形以弯曲变形为主。

3）联肢剪力墙

当剪力墙上开洞规则、且洞口面积较大时，称为联肢剪力墙。其变形仍以弯曲变形为主。

4）壁式框架

当剪力墙有多列洞口、且洞口尺寸很大时，整剪力墙的受力接近于框架，故称为壁式框架。整个剪力墙的受力特点与框架相似，在结构上部层间侧移较小，愈到底部层间侧移愈大。

10.7.2 剪力墙结构构件的受力特点

1. 墙肢

在整截面剪力墙中，墙肢处于受压、受弯和受剪状态；而开洞剪力墙的墙肢大多处于受压、受弯和受剪状态。在墙肢中，其弯矩和剪力均在基地部位达最大值，因此基地截面是剪力墙设计的控制截面。

墙肢的配筋计算与偏心受力柱类似，但由于剪力墙截面高度大，在墙肢内除了在端部正应力较大部位集中配置竖向钢筋外，还应在剪力墙腹板中设置分布钢筋。截面端部的竖向钢筋与竖向分布钢筋共同抵抗压弯作用；水平分布钢筋承担剪力作用；竖向分布钢筋与水平分布钢筋形成网状，还可以抵抗墙面混凝土的收缩及温度应力。

2. 连梁

剪力墙结构中的连梁承受弯矩、剪力、轴力的共同作用，属于受弯构件。连梁由正截面承载力计算纵向受力钢筋(上、下配筋)，由斜截面承载力计算箍筋用量。由于在剪力墙

结构中连梁的跨高比都比较小，因而连梁容易出现斜裂缝，也容易出现剪切破坏。连梁通常采用对称配筋。

10.7.3 剪力墙结构的构造要求

1. 材料

混凝土强度等级不宜低于C20。墙中分布钢筋和箍筋采用HPB235级钢筋，其他钢筋可用HRB335级钢筋。

2. 剪力墙的最小厚度

为保证墙体出平面的刚度和稳定性以及浇筑混凝土的质量，混凝土剪力墙的截面厚度不应小于160mm，且不应小于楼层高度的1/25。

3. 墙肢配筋要求

1）墙肢端部纵向钢筋

在剪力墙两端和洞口两侧边缘应力较大的部位，采用竖向钢筋和箍筋组成边缘构件，是提高墙肢端部混凝土极限压应变、改善剪力墙延性的重要措施。边缘构件又分为约束边缘构件和构造边缘构件两类。当边缘的压应力较高时采用约束边缘构件，其约束范围大、箍筋较多、对混凝土的约束较强；当边缘的压应力较小时采用构造边缘构件，其箍筋数量和约束范围都小于约束边缘构件，对混凝土的约束程度较弱。边缘构件包括暗柱、端柱和翼柱。非抗震设计时应按规定设置构造边缘构件。

在墙肢两端应集中配置直径较大的竖向受力钢筋，与墙内的竖向分布钢筋共同承受正截面受弯承载力。端部竖筋应位于由箍筋或水平分布钢筋和拉筋约束的边缘构件（暗柱）内。

每端的竖向受力钢筋不宜少于4根直径12mm的钢筋或2根直径为16mm的钢筋；沿竖向钢筋方向宜配置直径不小于6mm、间距不大于250mm的拉筋。纵向钢筋宜采用HRB335或HRB400级钢筋。

暗柱及端柱内纵向钢筋的连接和锚固要求宜与框架柱相同。非抗震设计时，剪力墙纵向钢筋的最小锚固长度应取l_a。

2）墙身分布钢筋

剪力墙墙身应配置水平方向和竖向分布钢筋，分布钢筋的配筋方式有单排及多排配筋。

（1）当剪力墙厚度大于160mm时，应采用双排分布钢筋网；结构中重要部位的剪力墙，当其厚度不大于160mm时，也宜配置双排分布钢筋网。

双排分布钢筋网布置在墙的两侧表面，并采用直径不小于6mm、间距不大于600mm的拉筋连系，拉筋应与外皮钢筋钩牢。对重要部位的剪力墙，拉筋数量还应增加。竖向钢筋宜在内侧，水平钢筋宜在外侧，水平与竖向分布钢筋的直径、间距宜相同。

（2）水平和竖向分布钢筋的直径不应小于8mm，间距不应大于300mm；拉筋直径不应小于6mm，间距不宜大于600mm。

(3) 无翼墙时，水平分布钢筋应伸至墙端并向内水平弯折 $10d$(d 为水平分布钢筋直径)后截断。当剪力墙端部有翼墙或转角墙时，内墙两侧的水平分布钢筋和外墙内侧的水平分布钢筋应伸至外墙边，并分别向两侧水平弯折 $15d$ 后截断；在转角墙处，外墙外侧的水平分布钢筋应在墙端外角处弯入翼墙，并与翼墙外侧水平分布钢筋互相搭接，搭接长度 l_1 不小于 $1.2l_a$。剪力墙水平分布钢筋连接构造如图 10.35(a)、图 10.35(b)所示。

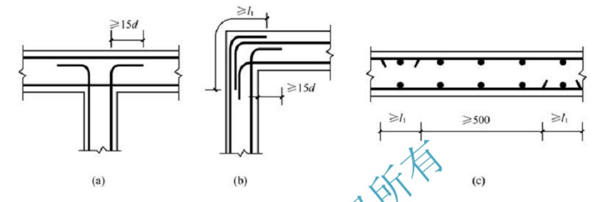


图 10.35 剪力墙水平分布钢筋的连接构造

(a) 丁字节点；(b) 转角节点；(c) 水平钢筋的搭接(沿高度每隔一根错开搭接)

(4) 剪力墙中水平分布钢筋的搭接长度 l_1 不小于 $1.2l_a$。同排水平分布钢筋及上、下相邻水平分布钢筋的搭接区段之间，沿水平方向净间距不宜小于 500mm，如图 10.35(c)所示。

(5) 竖向钢筋分布钢筋可在同一高度上全部搭接，搭接长度 l_1 不小于 $1.2l_a$，且不应小于 300mm。当分布钢筋直径大于 28mm 时，不宜采用搭接接头。

3) 连梁的配筋构造

(1) 剪力墙连梁顶面、底面纵向受力钢筋两端应伸入墙内，其锚固长度不应小于 l_a。

(2) 连梁应沿全长配置箍筋，箍筋直径不应小于 6mm，箍筋间距不应大于 150mm。

(3) 在顶层连梁中，配箍范围应一直延续到洞口以外连梁纵向钢筋的整个锚固长度范围内，箍筋直径、间距应宜与该连梁跨内箍筋直径、间距相同。

(4) 墙体内水平分布钢筋应作为连梁的腰筋在连梁范围内拉通连续布置。当连梁的截面高度大于 700mm 时，其两侧面沿梁高范围设置的纵向构造钢筋(腰筋)的直径不应小于 10mm，间距不应大于 200mm。对跨高比不大于 2.5 的连梁，梁两侧的纵向构造钢筋的面积配筋率不应小于 0.3%。采用现浇楼板时，连梁配筋构造如图 10.36 所示。

4) 墙面和连梁开洞时的构造

剪力墙墙面开洞较小时，除了要集中在洞口边缘补足切断的分布钢筋外，还要进一步加强以抵抗洞口的应力集中。连梁是剪力墙中的薄弱位置，同样应重视连梁开洞后的加强措施。当剪力墙墙面开有非连续小洞口(各边长度小于 800mm)时，应将洞口处被截断的分布筋量分别集中配置在洞口的上、下和左、右两侧，且钢筋直径不应小于 12mm，从洞口边伸入墙内的长度不应小于 l_a(抗震设计中去 l_{aE})，如图 10.37(a)所示。剪力墙洞口上、下两侧的水平纵向钢筋除了应满足洞口连梁的正截面受弯承载力外，其面积不宜小于洞口截断的水平分布钢筋总面积的一半，并不应少于 2 根。

穿过连梁的管道宜预埋套管，洞口上、下的有效高度不宜小于梁高的 1/3，且不宜小于 200mm，并且洞口处应配置补强钢筋，如图 10.37(b)所示。

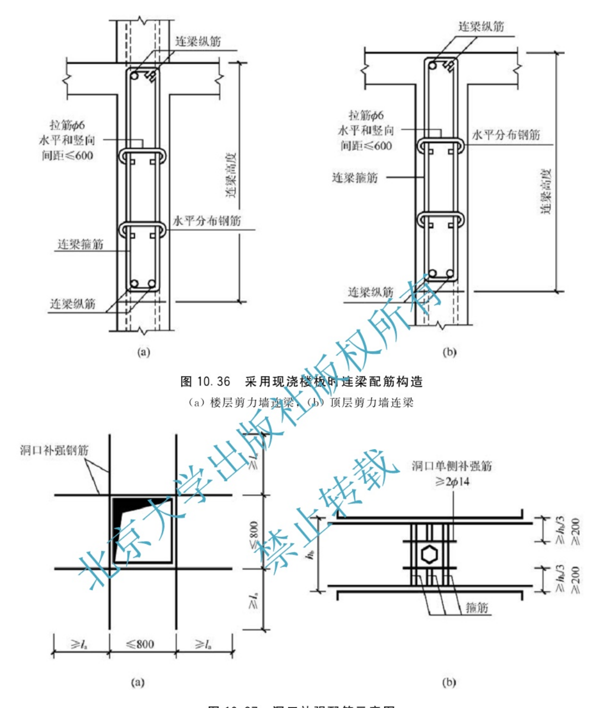


图 10.36　采用现浇楼板时连梁配筋构造

（a）楼层剪力墙连梁；（b）顶层剪力墙连梁

图 10.37　洞口补强配筋示意图

（a）剪力墙洞口补强；（b）连梁洞口补强

10.7.4　剪力墙结构的抗震构造措施

1. 混凝土的最低强度等级

剪力墙结构混凝土强度等级不应低于 C20，带有筒体和短肢剪力墙的剪力墙结构混凝土强度等级不应低于 C25。

2. 剪力墙边缘构件

《建筑抗震设计规范》规定，在抗震剪力墙墙肢两端和洞口两侧应设置边缘构件。

1）约束边缘构件的设置

（1）约束边缘构件的设置部位。一、二级抗震等级的剪力墙墙底部加强部位及相邻的上一层的墙肢端部应设置约束边缘构件。在部分框支剪力墙结构中，一、二级落地剪力墙底部加强部位及相邻的上一层墙肢端部应设置符合约束边缘构件要求的翼墙或端柱，洞口两侧应设置约束边缘构件；不落地剪力墙应在底部加强部位及相邻的上一层的墙肢两端设置约束边缘构件。

（2）约束边缘构件的构造。约束边缘构件的形式可以是暗柱（矩形端）、端柱和翼墙，如图 10.38 所示。

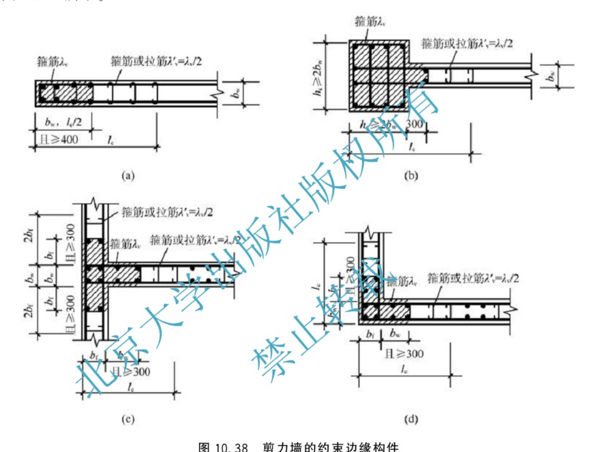


图 10.38　剪力墙的约束边缘构件

（a）暗柱；（b）端柱；（c）翼墙；（d）转角墙

2）构造边缘构件的设置

（1）构造边缘构件的设置部位。一、二级抗震等级剪力墙的其他部位，以及三、四级抗震等级的剪力墙墙肢端部，均应设置构造边缘构件。

（2）构造边缘构件的构造。构造边缘构件的设置范围，如图 10.39 所示。

3. 剪力墙的配筋构造

1）墙肢端部纵向钢筋的构造要求

墙肢端部竖筋应位于由箍筋或水平分布钢筋和拉筋约束的边缘构件（暗柱）内。暗柱及端柱内纵向钢筋的连接和锚固要求与框架柱相同。抗震设计时，剪力墙纵向钢筋的最小锚固长度应取 l_{aE}。

2）剪力墙的分布钢筋

（1）分布钢筋的布置。钢筋混凝土剪力墙厚度大于 140mm 时，竖向和水平方向分布

钢筋应双排布置；当剪力墙厚度大于 400mm，但不大于 700mm 时，宜采用三排配筋；当墙厚度大于 700mm 时，宜采用四排配筋。各排分布钢筋网之间应采用拉筋连系。

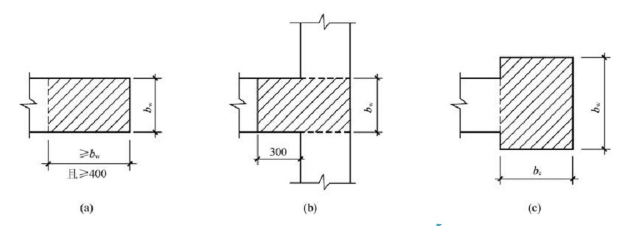


图 10.39 剪力墙的构造边缘构件范围

(a) 暗柱；(b) 翼墙；(c) 端柱

(2) 分布钢筋的配筋构造。抗震剪力墙中竖向和水平方向分布钢筋的最大间距不应大于 300mm，直径不应小于 8mm，但直径不宜大于墙厚的 1/10。拉筋直径不应小于 6mm，间距不应大于 600mm；在底部加强部位，约束边缘构件以外的拉筋间距应适当加密。

(3) 分布钢筋的锚固。剪力墙水平分布钢筋应伸至墙端。当剪力墙端部无翼墙时，分布钢筋应伸至墙端并向内弯折 $15d$ 后截断，如图 10.40(a)所示，其中 d 为水平分布钢筋直径；当墙厚度较小时，也可采用在墙端附近搭接的做法，如图 10.40(b)所示；当剪力墙端部有翼墙或转角墙时，内墙两侧的水平分布钢筋和外墙内侧的水平分布钢筋应伸至翼墙或转角墙外边，并分别向两侧水平弯折不小于 $15d$ 后截断，如图 10.40(c)所示。

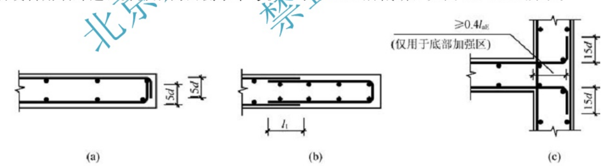


图 10.40 剪力墙端部水平分布钢筋的锚固

(a) 无翼墙时的锚固；(b) 无翼墙时的搭接；(c) 有翼墙时的锚固

当剪力墙有端柱时，内墙两侧水平分布钢筋和外墙内侧的水平分布钢筋应伸入端柱内进行锚固，其锚固长度不应小于 l_{aE}，且必须伸至端柱对边；当伸至端柱对边的长度不满足 l_{aE}时，应伸至端柱对边后分别向两侧水平弯折不小于 $15d$，其中弯前长度不应小于 $0.4l_{aE}$。

在转角墙部位，沿剪力墙外侧的水平分布钢筋应沿外墙边在翼墙内连续通过转弯。当需要在纵横墙转角处设置搭接接头时，沿外墙的水平分布钢筋应在墙端外角处弯入翼墙，并与翼墙外侧水平分布钢筋搭接，搭接长度应不小于 $1.2l_{aE}$。

(4) 分布钢筋的连接构造。剪力墙水平分布钢筋的搭接长度不应小于 $1.2l_{aE}$。同排水

平分布钢筋的搭接接头之间以及上、下相邻水平分布钢筋的搭接接头之间沿水平方向的净间距不宜小于500mm。

剪力墙内竖向分布钢筋的直径不大于28mm时，可采用搭接连接，搭接长度不应小于$1.2l_{aE}$，采用HPB235级钢筋时端头加$5d$直钩；一、二级抗震等级剪力墙竖向分布钢筋接头应分两批相互错开搭接，接头间距应不小于0.3倍的搭接长度；三、四级抗震等级剪力墙竖向分布钢筋接头可在同一高度搭接。当剪力墙内竖向分布钢筋直径大于28mm时，应分两批采用机械连接，接头间距应不小于$35d$。

3）连梁的配筋构造

（1）剪力墙连梁顶面、底面纵向受力钢筋两端伸入墙内，其锚固长度不应小于l_{aE}，且均不应小于600mm。位于端部洞口的连梁顶面、底面纵筋伸入墙端部长度不满足l_{aE}时，应伸至墙端部后分别上下弯折$15d$，且弯前长度不应小于$0.4l_{aE}$。

（2）连梁应沿全长配置箍筋，抗震设计时箍筋的构造应按框架梁梁端加密区箍筋的构造采用。

（3）在顶层连梁纵向钢筋伸入墙内的锚固长度范围内，应配置间距不大于150mm的箍筋，钢筋直径应与该连梁跨内的箍筋直径相同。

（4）墙体水平分布钢筋应作为连梁的腰筋在连梁范围内拉通连续配置；当连梁截面高度大于700mm时，其两侧沿梁高范围设置的纵向构造钢筋（腰筋）的直径不应小于10mm，间距不应大于200mm。

课题10.8 框架-剪力墙结构

10.8.1 框架-剪力墙结构的变形及受力特点

框架-剪力墙结构是由框架和剪力墙两种变形性质不同的抗侧力单元通过楼板协调变形而共同承受竖向和水平作用的结构，如图10.41所示。在竖向荷载作用下，按各自的承荷面积计算出每榀框架和每榀剪力墙的竖向荷载，分别计算内力。在水平荷载作用下，因为框架和剪力墙的变形性质不同，不能直接把总水平剪力按抗侧刚度的比例分配到每榀结构上，而是必须采用协同工作方法得到侧移和各自的水平剪力及内力。

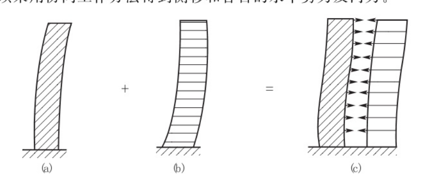


图10.41 框架-剪力墙结构协同工作

(a) 剪力墙边形；(b) 框架变形；(c) 内力协调

（1）在水平荷载作用下，框架结构的侧向变形曲线以剪切型为主，而剪力墙的变形则以弯曲型为主。受力性能不同的这两种结构通过楼板互相联系在一起，由于楼板平面内的

刚度很大(计算分析中假定为无限刚性)，它们在同一层楼板处必须有相同的侧移，形成了弯剪型变形。剪力墙下部变形加大而上部变形减小，框架下部变形减小而上部加大，由此框架-剪力墙结构的层间变形趋于均匀。

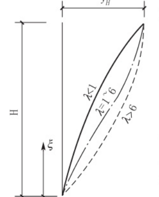


图 10.42　框架-剪力墙结构变形曲线

（2）框架-剪力墙结构的刚度特征值λ的物理意义是总框架抗推刚度和总剪力墙抗弯刚度的相对大小，其值的变化，表示了两种不同变形性质的结构的相对数量，对框架-剪力墙结构的受力和变形性能有很大影响。当框架抗推刚度很小时，λ值较小；λ＝0时即纯剪力墙结构。当剪力墙抗弯刚度减小时，λ值增大；λ＝∞时即相当于纯框架结构。如图10.42所示，为均布荷载作用下具有不同λ值时结构的位移曲线形状。在均布水平荷载作用下框架和剪力墙之间的剪力分配关系如图10.43所示。如图10.44所示为框架-剪力墙结构中框架与剪力墙二者之间水平荷载分配情况，显示了框架-剪力墙结构协同工作的特点。

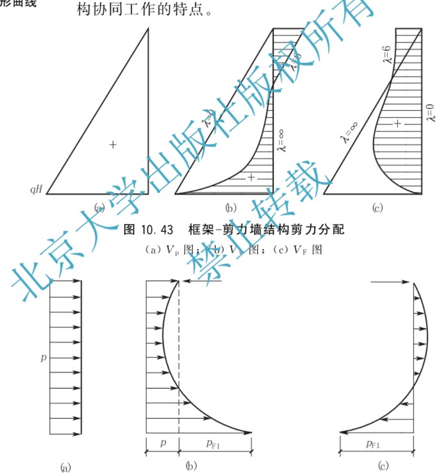


图 10.43　框架-剪力墙结构剪力分配

(a) V_p 图；(b) V_w 图；(c) V_F 图

图 10.44　框架-剪力墙结构荷载分配

(a) p 图；(b) p_w 图；(c) p_F 图

特别提示

当λ较大时，剪力墙相对数量较少，结构以框架为主，位移曲线主要是剪切型的；当λ较小时，结构以剪力墙为主，位移曲线是弯曲型的。当λ＝1～6时，二者比例相当，位移曲线为弯剪型，下部剪力墙作用大，略带弯曲型；上部剪力墙作用小，略带剪切型，侧移曲线中部有反弯点，层间变形最大值在反弯点附近。

(3) 框架-剪力墙结构在结构布置合理的情况下，可同时发挥框架和剪力墙两者的优点和互相制约彼此的缺点，使结构具有较大的整体抗侧刚度，侧向变形介于剪切变形和弯曲变形之间，如图10.45所示，层间相对位移变化较缓和、平面布置较易获得较大空间，地震作用下通常是剪力墙先屈服，两种结构形成抗震的两道防线。

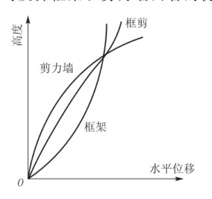


图10.45 框架-剪力墙结构变形协调

10.8.2 框架-剪力墙结构布置

(1) 框架-剪力墙结构应设计成双向抗侧力体系。抗震设计时，结构两主轴方向均应布置剪力墙。

(2) 框架-剪力墙结构中，主体结构构件之间除个别节点外不应采用铰接；梁与柱或柱与剪力墙的中线宜重合；框架的梁与柱中线之间的偏心距不宜大于柱宽的1/4。

特别提示

"个别节点"主要指梁(连梁)的端节点，如当梁与墙垂直相交时、剪力墙连梁、剪力墙与框架柱之间的连梁(以承受水平荷载或水平地震作用为主)等。

(3) 框架-剪力墙结构中剪力墙的布置宜符合下列要求。

① 剪力墙宜均匀布置在建筑物的周边附近、楼梯间、电梯间、平面形状变化及恒载较大的部位，剪力墙间距不宜过大。

② 平面形状凹凸较大时，宜在凸出部分的端部附近布置剪力墙。

③ 纵、横剪力墙宜组成L形，T形和"["形等形式。

④ 单片剪力墙底部承担的水平剪力不宜超过结构底部总水平剪力的30%。

⑤ 剪力墙宜贯通建筑物的全高，宜避免刚度突变；剪力墙开洞时，洞口宜上下对齐。

⑥ 楼、电梯间等竖井宜尽量与靠近的抗侧力结构结合布置。

⑦ 抗震设计时，剪力墙的布置宜使结构各主轴方向的侧向刚度接近。

(4) 长矩形平面或平面有一部分较长的建筑中，其剪力墙的布置尚宜符合下列要求：

① 横向剪力墙沿长方向的间距宜满足表10-18的要求，当这些剪力墙之间的楼盖有较大开洞时，剪力墙的间距应适当减小。

② 纵向剪力墙不宜集中布置在房屋的两尽端。

表10-18 剪力墙间距(单位：m)

楼盖形式	非抗震设计(取较小值)	抗震设防烈度		
		6度、7度(取较小值)	8度(取较小值)	9度(取较小值)
现浇	5.0B，60	4.0B，50	3.0B，40	2.0B，30
装配整体	3.5B，50	3.0B，40	2.5B，30	—

注：(1) 表中B为剪力墙之间的楼面宽度，单位为m。

(2) 现浇层厚度大于60mm的叠合楼板可作为现浇板考虑。

(3) 当房屋端部未布置剪力墙时，第一片剪力墙与房屋端部的距离，不宜大于表中剪力墙间距的1/2。

10.8.3 框架-剪力墙结构计算基本假定和计算简图

框架-剪力墙结构体系在水平荷载作用下的内力计算基于如下基本假定。

(1) 房屋体型规则、剪力墙布置对称均匀，各楼层刚心和质心相重合，楼盖在自身平面内刚度无限大，在同一楼层的标高上，框架与剪力墙的水平位移相等，不考虑扭转的影响。

(2) 水平外荷载由框架与剪力墙共同承担。

(3) 剪力墙与框架的刚度沿高度均匀分布。

根据上述基本假定，同一楼层各片剪力墙的位移都是相等的，所以结构单元内所有剪力墙合并为总剪力墙，为一竖向悬臂弯曲构件；由于同一楼层各片框架的位移都是相等的，所以结构单元内所有框架可合并成总框架，相当于一悬臂剪切构件；所有连梁合并为总连梁，相当于一附加的剪切刚度。根据总剪力墙与总框架之间的联系性质，框架-剪力墙结构的计算简图可分为铰接体系与刚接体系两类。通过楼板联系的，楼板保证各片平面结构具有相同的水平侧移，但楼面外刚度为零，它对平面结构不产生约束弯矩，简化为铰接连杆。铰接连杆、总框架、总剪力墙构成铰接体系。如图 10.46(a)所示，为框架-剪力墙结构平面图，图 10.46(b)所示为其计算简图。通过连梁连接剪力墙和框架，该梁对剪力墙有约束作用，视为刚接，对柱的约束作用反映在柱的抗侧刚度 D 中。总剪力墙、总框架和刚性连杆构成刚接体系。如图 10.47(a)所示为框架-剪力墙结构平面图，图 10.47(b)为其计算简图。

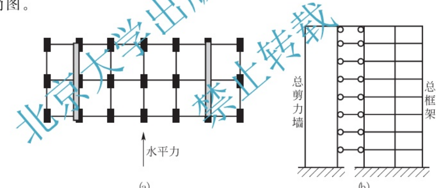


图 10.46 框架-剪力墙铰接体系

(a) 框架-剪力墙结构平面图；(b) 铰接体系计算简图

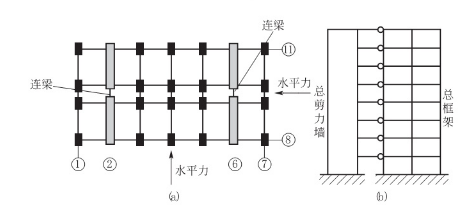


图 10.47 框架-剪力墙刚接体系

(a) 框架-剪力墙结构平面图；(b) 刚接体系计算简图

10.8.4 框架-剪力墙结构截面设计和构造要求

1. 框架-剪力墙结构和板柱-剪力墙结构中剪力墙的配筋构造要求

框架-剪力墙结构、板柱-剪力墙结构中，剪力墙竖向和水平分布钢筋的配筋率，抗震设计时均不应小于0.25%，非抗震设计时均不应小于0.20%，并应至少双排布置。各排分布钢筋之间应设置拉筋，拉筋直径不应小于6mm，间距不应大于600mm。

2. 带边框剪力墙的构造要求

带边框剪力墙的构造应符合下列要求。

(1) 带边框剪力墙的截面厚度应符合下列规定。

① 抗震设计时，一、二级剪力墙的底部加强部位不应小于200mm。

② 除第1项以外的其他情况下不应小于160mm。

(2) 剪力墙的水平钢筋应全部锚入边框柱内，锚固长度不应小于 l_a(非抗震设计)或 l_{aE}(抗震设计)。

(3) 与剪力墙重合的框架梁可保留，亦可做成宽度与墙厚相同的暗梁。暗梁截面高度可取墙厚的2倍或与该榀框架梁截面等高，暗梁的配筋可按构造配置且应符合一般框架梁相应抗震等级的最小配筋要求。

(4) 剪力墙截面宜按工字形设计，其端部的纵向受力钢筋应配置在边框柱截面内。

(5) 边框柱截面宜与该榀框架其他柱的截面相同，边框柱应符合本有关框架柱构造配筋规定；剪力墙底部加强部位边框柱的箍筋宜沿全高加密；当带边框剪力墙上的洞口紧邻边框柱时，边框柱的箍筋宜沿全高加密。

3. 板柱-剪力墙结构中钢筋的总截面积

板柱-剪力墙结构中，沿两个主轴方向均应布置通过柱截面的板底连续钢筋，且钢筋的总截面面积应符合下式要求，即

$$A_s \geqslant N_G/f_y \tag{10.30}$$

式中：A_s——通过柱截面的板底连续钢筋的总截面面积；

N_G——该层楼面重力荷载代表值作用下的柱轴向压力设计值，8度时还应计入竖向地震影响；

f_y——通过柱截面的板底连续钢筋的抗拉强度设计值。

课题10.9 识读钢筋混凝土结构施工图

结构施工图是表示结构设计的内容和相关工种(建筑、给排水、暖通、电气)对结构的要求，它是施工放线、基槽开挖、绑扎钢筋、浇筑混凝土、安装梁(板、柱等)各类构件以及计算工程造价、编制施工组织设计的依据。

10.9.1 结构施工图的基本内容

结构施工图的基本内容包括：图样目录、结构设计说明、结构布置图、构件详图。

1. 图样目录

图样目录除包含本套建筑结构图的目录外，还包括引用标准图册的图名与图册号。

2. 结构设计说明

结构设计说明是结构施工图的纲领性文件，它结合现行规范的要求，针对工程结构的特殊性，将设计的依据、对材料的要求、选用的标准图和对施工的特殊要求，用文字的表述方式形成的设计文件。它一般要表述以下内容。

（1）工程概况，如建设地点、抗震设防烈度、结构抗震等级、荷载选用、结构形式、结构设计使用年限、砌体结构质量控制等级等。

（2）选用材料的情况，如混凝土的强度等级、钢筋的级别及砌体结构中块材和砌筑砂浆的强度等级等，钢结构中所选用的结构用钢材的情况及焊条的要求或螺栓的要求等。

（3）上部结构的构造要求，如混凝土保护层厚度、钢筋的锚固、钢筋的接头，钢结构焊缝的要求等。

（4）地基基础的情况，如地质情况、不良地基的处理方法和要求、对地基持力层的要求，基础的形式、地基承载力特征值或桩基的单桩承载力设计值，以及地基基础的施工要求等。

（5）施工要求，如对施工顺序、方法、质量标准的要求，与其他工种配合施工方面的要求等。

（6）选用的标准图集。

（7）其他必要的说明。

3. 结构平面布置图

结构平面布置图包括如下内容。

（1）基础平面图，桩基础详图还包括桩位平面图，工业建筑还有设备基础布置图。

（2）楼层结构平面布置图，工业建筑还包括柱网、吊车梁、柱间支撑布置图。

（3）屋顶结构平面布置图，工业建筑还包括屋面板、天沟、屋架、屋面支撑系统布置图。

4. 结构详图

结构详图包括：梁、板、柱及基础详图；楼梯详图；屋架详图；模板、支撑、预埋件详图以及构件标准图等。

10.9.2 混凝土结构梁、柱、剪力墙平法施工图

1. 梁平法施工图

梁平法施工图是在梁平面布置图上采用平面注写方式或截面注写方式表达。

1）平面注写方式

平面注写方式，是在梁平面布置图上，分别在不同编号的梁中各选一根梁，在其上注写截面尺寸和配筋具体数值的方式来表达梁平法施工图。

梁的平面注写包括集中标注和原位标注。集中标注表达梁的通用数值，原位标注表达梁的特殊数值。当集中标注中的某项数值不适用于梁的某部位时，则将该项数值原位标注，施工时，原位标注取值优先，如图 10.48 所示。

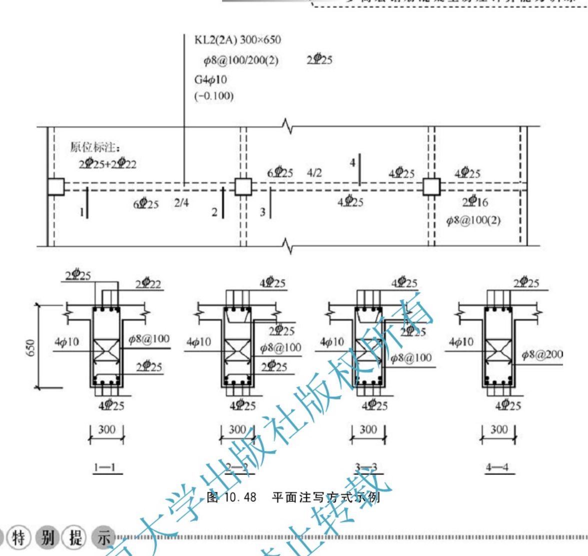


图 10.48 平面注写方式示例

特别提示

本图四个梁截面是采用传统表示方法绘制的，用于对比按平面注写方式表达的同样内容。实际采用平面注写方式表达时，不需绘制梁截面配筋图和图中相应截面号。

平法施工图中梁的编号由梁的类型代号、序号、跨数及有无悬挑代号几项组成，如表 10 - 19 所示。

表 10 - 19 梁编号

梁类型	代号	序号	跨数及是否带有悬挑
楼层框架梁	KL	××	(××)、(××A)或(××B)
屋面框架梁	WKL	××	(××)、(××A)或(××B)
框支梁	KZL	××	(××)、(××A)或(××B)
非框架梁	L	××	(××)、(××A)或(××B)
悬挑梁	XL	××	—
井字梁	JZL	××	(××)、(××A)或(××B)

注：(××A)为一端有悬挑，(××B)为两端有悬挑，悬挑不计入跨数。如：KL7(5A)表示第 7 号框架梁，5 跨，一端有悬挑；L9(7B)表示第 9 号非框架梁，7 跨，两端有悬挑

(1) 梁集中标注。集中标注的部分内容有五项必注值及一项选注值，集中标注表示梁的通用数值，可以从梁的任何一跨引出。必注值有梁的编号、截面尺寸、梁箍筋及梁上部贯通筋或架立筋根数、梁侧面纵向构造钢筋或扭钢筋配置。梁顶面标高为选注值，当梁顶面与楼层结构标高有高差时应注写。

① 梁编号。如图 10.48 中“KL2(2A)”表示第 2 号框架梁，2 跨，一端有悬挑。

② 梁截面尺寸。当为等截面梁时，用 $b\times h$ 表示，如图 10.48 中“300×650”表示宽为 300mm，高为 650mm；当为竖向加腋梁时，用 $b\times h$ GY$c_1\times c_2$表示，其中 c_1 为腋长，c_2 为腋高，如图 10.49 所示。

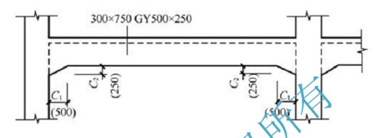


图 10.49　竖向加腋截面注写示意

当为水平加腋梁时，一侧加腋时用 $b\times h$ PY$c_1\times c_2$ 表示，其中 c_1 为腋长，c_2 为腋宽，加腋部位应在平面图中绘制，如图 10.50 所示。

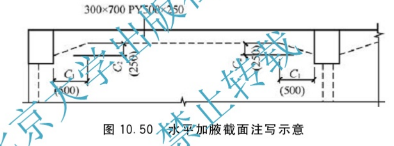


图 10.50　水平加腋截面注写示意

当有悬挑梁且根部和端部的高度不同时，用斜线分隔根部与端部的高度值，即为 $b\times h_1/h_2$，如图 10.51 所示。

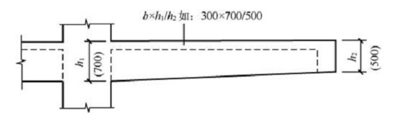


图 10.51　悬挑不等高截面注写示意

③ 梁箍筋。包括钢筋级别、直径、加密区与非加密区间距及肢数。加密区与非加密区的不同间距及肢数需用斜线“/”分隔；当梁箍筋为同一种间距及肢数时，不需用斜线；当加密区与非加密区的箍筋肢数相同时，则将肢数注写一次；箍筋肢数应写在括号内。

如图 10.48 中“ϕ8@100/200(2)”表示箍筋为 HPB300 钢筋，直径ϕ8，加密区间距 100，非加密区间距为 200，均为双肢箍。

又如，“ϕ10@100/200(4)”表示箍筋为 HPB300 钢筋，直径ϕ10，加密区间距 100，非加密区间距为 200，均为四肢箍。

又如，“φ8@100(4)/150(2)”表示箍筋为HPB300钢筋，直径φ8，加密区间距100，四肢箍；非加密区间距为150，两肢箍。

当抗震设计中的非框架梁、悬挑梁、井字梁，及非抗震设计中的各类梁采用不同的箍筋间距及肢数时，也用斜线“/”将其分隔开来。注写时，先注写梁支座端部的箍筋(包括箍筋的箍数、钢筋级别、直径、间距与肢数)，在斜线后注写梁跨中部分的箍筋间距及肢数。

例如，“13 φ10@150/200(4)”表示箍筋为HPB300钢筋，直径φ10，梁的两端各有13个四肢箍，间距为150，梁跨中部分间距为200，四肢箍。

又如，“18 φ12@150(4)/200(2)”表示箍筋为HPB300钢筋，直径φ12，梁的两端各有18个四肢箍，间距为150，梁跨中部分间距为200，双肢箍。

④ 梁上部通长筋或架立筋配置。通长筋可为相同或不同直径采用搭接连接、机械连接或焊接的钢筋，所注规格与根数应根据结构受力要求及箍筋肢数等构造要求而定。当同排纵筋中既有通长筋又有架立筋时，应用加号“＋”将通长筋和架立筋相连。注写时需将角部纵筋写在加号的前面，架立筋写在加号后面的括号内，以示不同直径及通长筋的区别。当全部采用架立筋时，则将其写入括号内。

如图10.48中“2C25”用于双肢箍。又如，“2C22＋(4A12)”用于六肢箍，其中2C22为通长筋，4A12为架立筋。

当梁的上部纵筋和下部纵筋为全跨相同，且多数跨配筋相同时，此项可加注下部纵筋的配筋值，用分号“;”将上部与下部纵筋的配筋值分隔开来。例如，“3C22；3C20”表示梁的上部配置3C22的通长筋，梁的下部配置3C20的通长筋。

⑤ 梁侧面纵向构造钢筋或受扭钢筋配置。当梁腹板高度h_w≥450mm时，需配置纵向构造钢筋，以大写字母G打头，接着注写设置在梁两个侧面的总配筋值，且对称配置。

如图10.48中“G 4A10”表示梁的两个侧面共配置4A10的纵向构造钢筋，每侧各配置2A10。

当梁侧面需配置受扭纵向钢筋时，以大写字母N打头，接着注写设置在梁两个侧面的总配筋值，且对称配置。受扭纵向钢筋应满足梁侧面纵向构造钢筋的间距要求，且不再重复配置纵向构造钢筋。例如，“N 6C22”表示梁的两个侧面共配置6C22的纵向构造钢筋，每侧各配置3C22。

⑥ 梁顶面标高高差。梁顶面标高高差是指相对于结构层楼面标高的高差值，对于位于结构夹层的梁，则指相对于结构夹层楼面标高的高差。有高差时，需将其写入括号内，无高差时不注。

如图10.48中“(－0.100)”表示该梁的顶面标高比结构层的楼面标高低0.1m。

另如某结构标准层的楼面标高为44.950m和48.250m，当某梁的梁顶面标高高差注写为(－0.050)时，即表明该梁顶面标高分别相对于44.950m和48.250m低0.05m。

(2) 梁原位标注。

① 梁支座上部纵筋。梁支座上部纵筋包含通长筋在内的所有纵筋。

当上部纵筋多于一排时，用斜线“/”将各排纵筋自上而下分开。如图10.48中梁支座上部纵筋注写为“6C25 4/2”，则表示上一排纵筋为4C25，下一排纵筋为2C25。

当同排纵筋有两种直径时，用加号“＋”将两种直径的纵筋相连，注写时将角部纵筋

写在前面。如图 10.48 中梁支座上部纵筋注写为“2C25＋2C22”，则表示有四根纵筋，2C25 放在角部，2C22 放在中部。

当梁中间支座两边的上部纵筋不同时，须在支座两边分别标注；当梁中间支座两边的上部纵筋相同时，可仅在支座的一边标注配筋值，另一边省去不注，如图 10.52 所示。

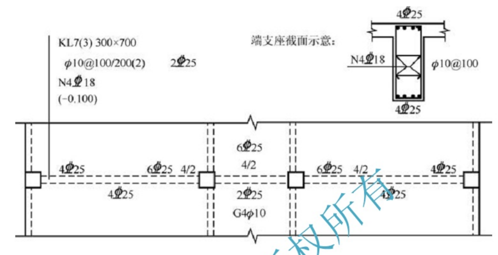


图 10.52　大小跨梁的注写示意

② 梁下部纵筋。当下部纵筋多于一排时，用斜线“/”将各排纵筋自上而下分开。

如图 10.48 中梁下部纵筋注写为“6C25 2/4”，则表示上一排纵筋为 2C25，下一排纵筋为 4C25，全部伸入支座。

当同排纵筋有两种直径时，用加号“＋”将两种直径的纵筋相连，注写时将角部纵筋写在前面。

当梁下部纵筋不全部伸入支座时，将梁支座下部纵筋减少的数量写在括号内。

若梁下部纵筋注写为“6C25　2(－2)/4”，则表示上排纵筋为 2C25，且不伸入支座；下一排纵筋为 4C25，全部伸入支座。又如，梁下部纵筋注写为“2C25＋3C22(－3)/5C25”，表示上排纵筋为 2C25 和 3C22，其中 3C22 不伸入支座，下一排纵筋为 5C25，全部伸入支座。

当梁设置竖向加腋时，加腋部位下部斜纵筋应在支座下部以 Y 打头注写在括号内，如图 10.53 所示。

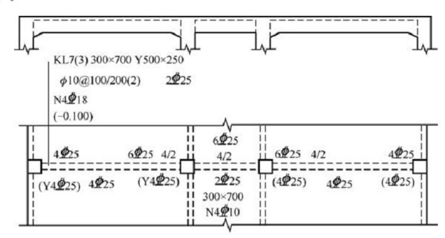


图 10.53　梁竖向加腋平面注写方式示例

当梁设置水平加腋时，水平加腋内上、下部斜纵筋应在加腋支座上部以 Y 打头注写在括号内，上下部斜纵筋之间用“/”分隔，如图 10.54 所示。

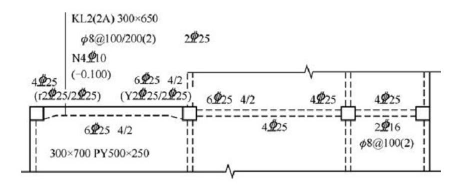


图 10.54　梁水平加腋平面注写方式表达示例

当在梁上集中标注的内容不适用于某跨或某悬挑部分时，则将其不同数值原位标注在该跨或该悬挑部位，施工时应按原位标注数值取用。

当在多跨梁的集中标注中以注明加腋，而该梁某跨的根部却不需要加腋时，则应在该跨原位标注等截面的 $b\times h$，以修正集中标注中的加腋信息，如图 10.53 所示。

③ 附加箍筋或吊筋。附加箍筋或吊筋应直接在平面图主梁上标注，用线引注总配筋值(附加箍筋的肢数注在括号内)，如图 10.55 所示。当多数附加箍筋或吊筋相同时，可在梁平法施工图上统一注明，少数与统一注明值不同时，再原位引注。

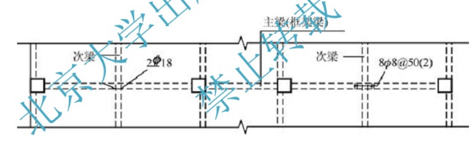


图 10.55　附加箍筋和吊筋的画法示例

2）截面注写方式

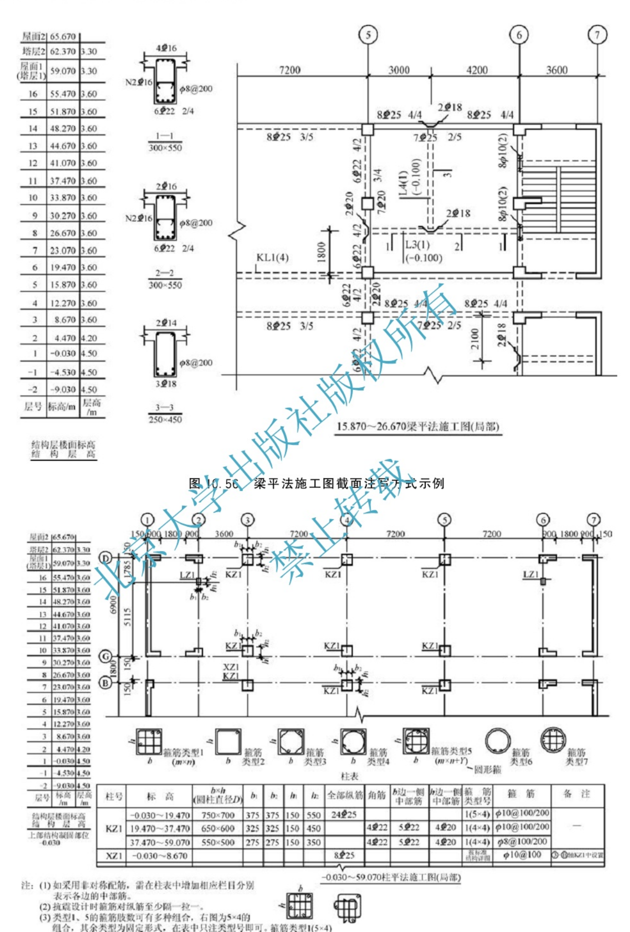
截面注写方式，是指在分标准层绘制的梁平面布置图上，分别在不同编号的梁中各选择一根梁用剖面号引出配筋图，并在其上注写截面尺寸和配筋具体数值的方式来表达梁平法施工图，如图 10.56 所示。

2. 柱平法施工图

柱平法施工图是在柱平面布置图上采用列表注写方式或截面注写方式表达，在施工图中注明结构层的楼面标高、结构层高、相应的结构层号及上部结构嵌固部位位置等。

1）列表注写方式

列表注写方式是指在柱平面布置图上分别在同一编号的柱中选择一个(或几个)截面标注几何参数代号；在柱表中注写柱编号、柱段起止标高、几何尺寸与配筋的具体数值，并配以各种柱截面形状及其箍筋类型图的方式来表达，如图 10.57 所示。



层号	标高/m	层高/m
屋面2	65.670	
塔层2	62.370	3.30
屋面1(塔层1)	59.070	3.30
16	55.470	3.60
15	51.870	3.60
14	48.270	3.60
13	44.670	3.60
12	41.070	3.60
11	37.470	3.60
10	33.870	3.60
9	30.270	3.60
8	26.670	3.60
7	23.070	3.60
6	19.470	3.60
5	15.870	3.60
4	12.270	3.60
3	8.670	3.60
2	4.470	4.20
1	−0.030	4.50
−1	−4.530	4.50
−2	−9.030	4.50

图 10.56　梁平法施工图截面注写方式示例

柱表

柱号	标高	b×h(圆柱直径D)	b_1	b_2	h_1	h_2	全部纵筋	角筋	b边一侧中部筋	h边一侧中部筋	箍筋类型号	箍筋	备注
KZ1	−0.030~19.470	750×700	375	375	150	550	24⌀25				1(5×4)	φ10@100/200	—
	19.470~37.470	650×600	325	325	150	450		4⌀22	5⌀22	4⌀20	1(4×4)	φ10@100/200	
	37.470~59.070	550×500	275	275	150	350		4⌀22	5⌀22	4⌀20	1(4×4)	φ8@100/200	
XZ1	−0.030~8.670						8⌀25				按标准结构详图	φ10@100	③×⑪轴KZ1中设置

注：(1) 如采用非对称配筋，需在柱表中增加相应栏目分别表示各边的中部筋。

(2) 抗震设计时箍筋对纵筋至少隔一拉一。

(3) 类型1、5的箍筋肢数可有多种组合，右图为5×4的组合，其余类型为固定形式，在表中只注类型号即可。

图 10.57　柱平法施工图列表注写方式示例

柱表注写以下内容。

(1) 柱编号。柱编号由类型代号和序号组成，如表 10-20 所示。

表 10-20 柱编号

柱类型	代号	序号
框架柱	KZ	××
框支柱	KZZ	××
芯柱	XZ	××
梁上柱	LZ	××
剪力墙上柱	QZ	××

(2) 各段柱的起止标高。自柱根部往上以变截面位置或截面未变但配筋改变处为界分段注写。框架柱和框支柱的根部标高是指基础顶面标高；芯柱的根部标高是指根据结构实际需要而定的起始位置标高；梁上柱的根部标高是指梁顶面标高；剪力墙上柱的根部标高为墙顶标高。

(3) 对于矩形柱，注写柱截面尺寸 $b \times h$ 及与轴线关系的几何参数代号 b_1、b_2 和 h_1、h_2 的具体数值，需对应于各段柱分别注写。其中 $b=b_1+b_2$，$h=h_1+h_2$。当截面的某一边收缩变化至与轴线重合或偏移到轴线的另一侧时，b_1、b_2、h_1、h_2 中的某项为零或为负值。

对于圆柱，表中 $b \times h$ 一栏改用在圆柱直径数字前加 d 表示。为表达简单，圆柱截面与轴线的关系也用 b_1、b_2 和 h_1、h_2 表示，并使 $d=b_1+b_2=h_1+h_2$。

(4) 柱纵筋。当柱纵筋直径相同，各边根数也相同时，将纵筋注写在"全部纵筋"一栏中；除此之外，柱纵筋分角筋、截面 b 边中部筋和 h 边中部筋三项。

(5) 箍筋类型号及箍筋肢数。箍筋类型图及箍筋复合的具体方式，需画在柱表上部或图中适当位置，并在其上标注于柱表中对应的 b、h 和类型号。

(6) 柱箍筋。包括钢筋级别、直径与间距。当为抗震设计时，用斜线"/"区分柱端箍筋加密区与柱身非加密区长度范围内箍筋的不同间距。当箍筋沿柱全高为一种间距时，则不使用"/"。当框架节点核芯区内箍筋与柱端箍筋设置不同时，应在括号内注明核芯区箍筋直径及间距。当圆柱采用螺旋箍筋时，需在箍筋前加"L"。示例如下。

"φ10@100/250"表示箍筋为 HPB300 钢筋，直径φ10，加密区间距 100，非加密区间距为 250。

"φ10@100"表示沿柱全高范围内箍筋为 HPB300 钢筋，直径φ10，间距 100。

"φ10@100/250(φ12@100)"表示箍筋为 HPB300 钢筋，直径φ10，加密区间距 100，非加密区间距为 250；框架节点核芯区箍筋为 HPB300 钢筋，直径φ12，加密区间距 100。

"L φ10@100/200"表示采用螺旋箍筋，HPB300 钢筋，直径φ10，加密区间距 100，非加密区间距为 200。

2) 截面注写方式

截面注写方式，是在柱平面布置图的柱截面上，分别在同一编号的柱中选择一个截面，以直接注写截面尺寸和配筋具体数值的方式来表达柱平面施工图，如图 10.58 所示。

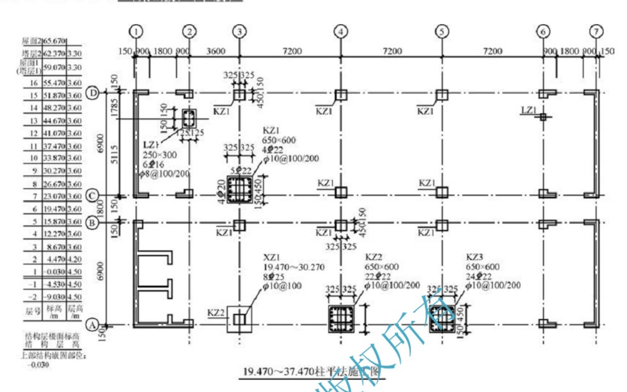


图 10.58　柱平法施工图截面注写方式示例

3. 剪力墙平法施工图

剪力墙构件的平法表达方式分列表注写和截面注写两种形式。

1）剪力墙列表注写方式

列表注写方式系分别在剪力墙柱表、剪力墙身表和剪力墙梁表中，对应于剪力墙平面布置图上的编号，用绘制截面配筋图并注写几何尺寸与配筋具体数值的方式，来表达剪力墙平法施工图。

剪力墙列表注写方式识图方法，就是剪力墙平面图与剪力墙柱表、剪力墙身表和剪力墙梁表的对照阅读，具体来说如下所述。

① 剪力墙柱表对应剪力平面图上墙柱的编号，在列表注写截面尺寸及具体数值。

② 剪力墙身表对应剪力墙平面图的墙身编号，在列表中注写尺寸及配筋的具体数值。

③ 剪力墙梁表对应剪力墙平面图的墙梁编号，在列表中注写截面尺寸及配筋的具体数值。

(1) 剪力墙编号。剪力墙按剪力墙柱、剪力墙身、剪力墙梁(简称墙柱、墙身、墙梁)分别编号。

① 墙柱编号。墙柱编号，由墙柱类型代号和序号组成，表达形式如表 10 - 21 所示。

表 10 - 21　墙柱编号

墙柱类型	代号	序号
约束边缘构件	YBZ	××
构造边缘构件	GBZ	××
非边缘暗柱	AZ	××
扶壁柱	FBZ	××

注：约束边缘构件包括约束边缘暗柱、约束边缘端柱、约束边缘翼墙和约束边缘转角墙四种；构造边缘构件包括构造边缘暗柱、构造边缘端柱、构造边缘翼墙和构造边缘转角墙四种

② 墙身编号。墙身编号，由墙身代号、序号及墙身所配置的水平与竖向分布钢筋的排数组成，其中排数注写在括号内。表达形式为：Q××(×排)。如 Q1(2 排)。

③ 墙梁编号。墙梁编号由墙梁类型代号和序号组成，表达形式如表 10－22 所示。

表 10－22 墙梁编号

墙梁类型	代号	序号
连梁	LL	××
连梁(对角暗撑配筋)	LL(JC)	××
连梁(交叉斜筋配筋)	LLC(JX)	××
连梁(集中对角斜筋配筋)	LL(DX)	××
暗梁	AL	××
边框梁	BKL	××

注：在具体工程中，当某些墙身需设置暗梁或边框梁时，宜在剪力墙平法施工图中绘制暗梁或边框梁的平面布置简图并编号，以明确其具体位置

(2) 剪力墙柱表表达的内容。

① 注写墙柱编号和绘制该墙柱的截面配筋图，标注墙柱几何尺寸。

约束边缘构件需注明阴影部分尺寸。剪力墙平面布置图中应注明约束边缘构件沿墙肢长度 l_c(约束边缘翼墙中沿墙肢长度尺寸为 $2b_f$ 时，可不注)；构造边缘件需注明阴影部分尺寸；扶壁柱及非边缘暗柱需标注几何尺寸。

② 注写各段墙柱的起止标高，自墙柱根部往上以变截面位置或截面未变但配筋改变处为界分段注写。墙柱根部标高一般指基础顶面标高(部分框支剪力墙结构则为框支梁顶面标高)。

③ 注写各段墙柱的纵向钢筋和箍筋，注写值应与在表中绘制的截面配筋图对应一致。纵向钢筋注写总配筋值，墙柱箍筋的注写方式与柱箍筋注写方式相同。约束边缘构件除注写阴影部位布置的箍筋外，还需注写非阴影区内布置的拉筋(或箍筋)。

所有墙柱纵向钢筋搭接长度范围内的箍筋均应按$\leqslant 5d$(d 为柱纵筋较小直径)且$\leqslant$100mm 的间距加密。

(3) 剪力墙身表表达的内容。

① 注写墙身编号(包括水平与竖向分布钢筋的排数)，如 Q2(2 排)。

② 注写各段墙身的起止标高，自墙身根部往上以变截面位置或截面未变但配筋改变处为界分段注写。墙身根部标高一般指基础顶面标高(若为框支剪力墙结构，则为框支梁顶面标高)。

③ 注写墙身的水平分布钢筋、竖向分布钢筋和拉筋的具体数值。注写数值为一排水平分布钢筋和竖向分布钢筋的规格与间距，具体设置几排已经在墙身编号后面表达。

(4) 剪力墙梁表表达的内容。

① 注写墙梁编号。

② 注写墙梁所在楼层号。

③ 注写墙梁顶面标高高差。墙梁顶面标高高差是指相对于墙梁所在结构层楼面标高的高差值，高于结构层楼面标高值为正值，低于结构层楼面标高为负值，当无高差时不注。

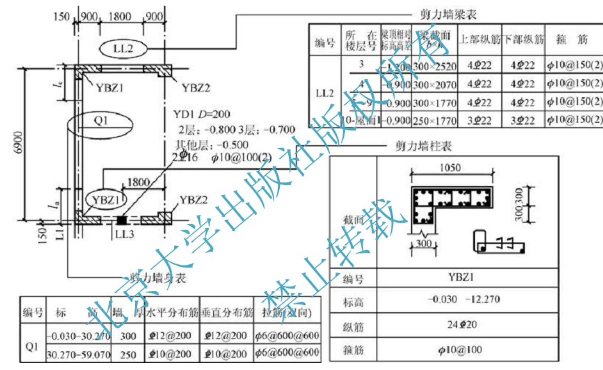
④ 注写墙梁截面尺寸 $b\times h$，上部纵筋、下部纵筋和箍筋的具体数值。

⑤ 当连梁设有对角暗撑时[代号为 LL(JC)××]，注写暗撑的截面尺寸(箍筋外尺寸)；注写一根暗撑的全部纵筋，并标注×2(表明有两道斜向钢筋相互交叉)；注写暗撑箍筋的具体数值。

⑥ 当连梁设有交叉斜筋时[代号为 LL(JX)××]，注写连梁一侧对角斜筋的配筋值，并标注×2 表明对称设置；注写对角斜筋在连梁端部设置的拉筋根数、规格及直径，并标注×4 表示四个角都设置；注写连梁一侧折线筋配筋值，并注×2 表明对称设置。

⑦ 当连梁没有集中对角斜筋时[代号 LX(DX)××]，注写一条对角线上的对角斜筋，并标注×2 表明对称设置。

列表注写方式表达的剪力墙梁、墙身、墙柱平法施工图示例，如图 10.59 所示。



剪力墙梁表

编号	所在楼层号	梁顶相对标高高差	梁截面 $b\times h$	上部纵筋	下部纵筋	箍筋
LL2	3	-1.200	300×2520	4Φ22	4Φ22	φ10@150(2)
	4	-0.900	300×2070	4Φ22	4Φ22	φ10@150(2)
	5~9	-0.900	300×1770	4Φ22	4Φ22	φ10@150(2)
	10-屋面1	-0.900	250×1770	3Φ22	3Φ22	φ10@150(2)

剪力墙柱表

编号	YBZ1
标高	-0.030 -12.270
纵筋	24Φ20
箍筋	φ10@100

剪力墙身表

编号	标高	墙厚	水平分布筋	垂直分布筋	拉筋(双向)
Q1	-0.030-30.270	300	Φ12@200	Φ12@200	φ6@600@600
	30.270-59.070	250	Φ10@200	Φ10@200	φ6@600@600

图 10.59 剪力墙列表注写方式示例

2）剪力墙截面注写方式

剪力墙平法施工图的另一表达方式为截面注写方式，系在分标准层绘制的剪力墙平面布置图上，以直接在墙柱、墙身、墙梁上注写截面尺寸和配筋具体数值的方式来表达剪力墙平法施工图。即选用适当比例原位放大绘制剪力墙平面布置图，其中对墙柱绘制配筋截面图；对所有墙柱、墙身、墙梁按制图规则编号，并分别在相同编号的墙柱、墙身、墙梁中选择一根墙柱、一道墙身、一根墙梁进行注写。

剪力墙平法施工图截面注写示例如图 10.60 所示。

3）剪力墙洞口表示方法

无论采用列表注写方式还是截面注写方式，剪力墙上的洞口均可在剪力墙平面布置图上原位表达。洞口的具体表达方法如下。

在剪力墙平面布置图上绘制洞口示意，并标注洞口中心的平面定位尺寸。

在洞口中心位置引注洞口编号、洞口几何尺寸、洞口中心相对标高和洞口每边补强钢筋共四项内容。

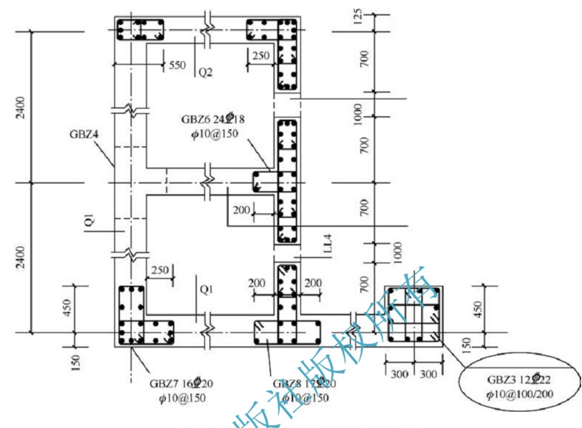


图 10.60 剪力墙截面列表注写方式示例

(1) 洞口编号：矩形洞口为 JD××，圆形洞口为 YD××，其中××为序号。

(2) 洞口几何尺寸：矩形洞口为洞宽×洞高($b×h$)，圆形洞口为洞口直径。

(3) 洞口中心相对标高：系相对于结构层楼(地)面标高的洞口中心高度。当其高于结构层楼(地)面时为正值，低于结构层楼(地)面时为负值。

(4) 洞口每边补强钢筋。

① 当矩形洞口的宽、高均不大于 800mm 时，此项注写为洞口每边补强钢筋的具体数值。如果按标准构造详图设置补强钢筋时可不注。当洞宽、洞高方向补强钢筋不一致时，分别注写洞宽方向、洞高方向补强钢筋，以“/”分隔。例如，“JD 2 400×300+3.100 3Φ14”表示 2 号矩形洞口，洞宽 400mm，洞高 300mm，洞口中心距本结构层楼面 3100mm，洞口每边补强钢筋为 3Φ14。

② 当矩形或圆形洞口的洞宽或直径大于 800mm 时，在洞口的上、下需设置补强暗梁，此项注写为洞口上、下每边暗梁的纵筋与箍筋的具体数值。在标准构造详图中，补强暗梁梁高一律定为 400mm，施工时按标准构造详图取值，设计不注。当设计者采用与该构造详图不同的做法时，应另行注明，圆形洞口时还需注明环向加强钢筋的具体数值；当洞口上、下边为剪力墙连梁时，此项免注；洞口竖向两侧设置边缘构件时，亦不在此项表达。当洞口两侧不设置边缘构件时，设计者应给出具体做法。例如，“JD 5 1800×2100+1.800 6Φ20 φ8@150”表示 5 号矩形洞 1：1，洞宽 1800mm、洞高 2100mm，洞口中心距本结构层楼面 1800mm，洞口上下设补强暗梁，每边暗梁纵筋为 6Φ20，箍筋为φ8@150。

③ 当圆形洞口设置在连梁中部 1/3 范围，且圆洞直径不应大于 1/3 梁高时，需注写在圆洞上、下水平设置的每边补强纵筋与箍筋。例如，“YD1 D=200−0.500 2Φ16 φ10@

100(2)”表示1号圆洞，直径为200mm，洞口中心距本结构层楼面−500mm，洞口上、下水平设置补强纵筋2ϕ16，箍筋ϕ10@100(2)。

④ 当圆形洞口设置在墙身、暗梁、边框梁位置，且洞口直径不大于300mm时，此项注写洞口上下左右每边布置的补强纵筋的具体数值。

⑤ 当圆形洞口直径大于300mm，但不大于800mm时，其加强钢筋在标准构造详图中系按圆外切正六边形的边长方向布置，设计仅需注写正六边形中一边补强钢筋的具体数值。

10.9.3 结构施工图的识读

1. 结构设计总说明的阅读

阅读结构设计总说明，了解对结构的特殊要求，了解说明中强调的内容，掌握材料、质量以及要采取的技术措施的内容，了解所采用的技术标准和构造，了解所采用的标准图。

2. 基础施工图的识图

基础施工图包括基础平面图和基础详图以及有关文字说明。

基础平面图主要表示基础的平面布置情况，定位轴线及其间距，基础的类型、管沟的平面位置和基础详图的剖切位置等。基础平面图只能表示基础的平面布置情况，而且用的比例较小。基础详图主要表明基础各组成部分，包括垫层、基础大放脚，通常是采用垂直剖面图来表示。

凡不同构造部分都有单独的详图。对于一些复杂的独立基础，有时还加一个平面局部剖面图。平面图的左下角采用局部剖面，以大部分表示基础外形，以一小角表示基础的网状配筋情况。基础钢筋底下应有保护层。

3. 梁平法施工图的识读

梁平法施工图的主要内容：图名和比例；定位轴线及其编号、间距尺寸；梁的编号、平面布置；每一种编号梁的截面尺寸、配筋情况和标高；必要的设计详图和说明。

梁平面注写包括集中标注和原位标注，集中标注表达梁的通用数值，原位标注表达梁的特殊数值。当在梁的某一部位存在原位标注时，原位标注取值优先，集中标注不再适用。梁集中标注的主要内容包括：梁的编号；梁的截面尺寸；梁的箍筋；梁的上部通长筋或架立筋；梁的侧面纵向构造钢筋或受扭钢筋；梁顶面标高高差。梁的原位标注直接在图中梁的上、下的相应部位注写梁的上、下纵向钢筋，主要内容有：梁支座上部纵筋；梁的下部纵筋；梁的附加箍筋或吊筋。

梁平法施工图的识读步骤如下。

(1) 查看图名、比例。

(2) 首先校核轴线编号及其间距尺寸，要求必须与建筑图、剪力墙施工图、柱施工图保持一致。

(3) 与建筑图配合，明确梁的编号、数量和布置。

(4) 阅读结构设计说明或有关说明，明确梁的混凝土强度等级及其他要求。

(5) 根据梁的编号，查阅图中标注或截面标注，明确梁的截面尺寸、配筋和标高。再根据抗震等级、设计要求和标准构造详图确定纵向钢筋、箍筋和吊筋的构造要求(如纵向钢筋的锚固长度、切断位置、弯折要求和连接方式、搭接长度等；箍筋加密区的范围；附加箍筋、吊筋的构造)。

4. 柱平法施工图的识读

柱平法施工图的主要内容：图名和比例；定位轴线及其编号、间距尺寸；柱的编号、平面布置；每一种编号柱的标高、截面尺寸、纵向钢筋和箍筋的配置情况。

柱平法施工图系在柱平面布置图上采用列表注写方式或截面注写方式表达。

列表注写方式，是在柱平面布置图上，分别在同一编号的柱中选择一个(有时几个)截面标注几何参数代号，在柱表中注写柱号、柱段起止标高、几何尺寸(含柱截面对轴线的偏心情况)与配筋的具体数值，并配以各种柱截面形状及其箍筋类型图的方式，来表达柱平法施工图。柱表的主要内容包括：柱编号；柱段起止标高；柱几何尺寸；柱纵筋；柱箍筋类型号及箍筋肢数；柱箍筋。

截面注写方式，是在分标准层绘制的柱平面布置图的柱截面上，分别在同一编号的柱中选择一个截面，按另一种比例原位放大绘制柱截面配筋图，并在各配筋图上继其编号后再注写截面尺寸 $b \times h$、角筋或全部纵筋(当纵筋采用同一直径且能够图示清楚时)、箍筋的具体数值以及在柱截面配筋图上标注柱截面与轴线关系的具体数值。当纵筋采用两种直径时，须再注写截面各边中部钢筋的具体数值(对于采用对称配筋的矩形截面柱，可仅在一侧注写中部钢筋，对称边省略不写)。

柱平法施工图的识读步骤如下。

(1) 查看图名、比例。

(2) 校核轴线编号及其间距尺寸，要求必须与建筑图、基础平面图保持一致。

(3) 与建筑图配合，明确各柱的编号、数量及位置。

(4) 阅读结构设计总说明或有关说明，明确柱的混凝土强度等级。

(5) 根据各柱的编号，查阅图中截面标注或柱表，明确柱的标高、截面尺寸和配筋情况。再根据抗震等级、设计要求和标准构造详图确定纵向钢筋和箍筋的构造要求(如纵向钢筋连接的方式、位置和搭接长度、弯折要求、柱头锚固要求；箍筋加密区的范围)。

本模块小结

1. 随着城市建设的发展，我国多层和高层钢筋混凝土结构房屋极为广泛，其结构体系主要有框架结构体系、剪力墙结构体系、框架-剪力墙结构体系、筒体结构和其他各种类型的结构体系。本模块主要对广泛应用的框架结构、剪力墙结构和框架-剪力墙结构进行介绍。

2. 框架结构设计时首先要进行结构布置、平面计算单元的选取，然后确定计算模型，

进行荷载简化处理，进行节点的简化，建立起力学计算简图进行内力计算。

3. 框架在竖向荷载作用下，其内力计算方法有分层法、弯矩二次分配法；在水平荷载作用下，根据适用条件的不同，可以有反弯点法和 D 值法。本模块重点介绍了适合手算的三种方法：分层法、反弯点法和 D 值法。

4. 框架结构设计时，不仅要进行承载力的计算，而且要进行结构的刚度计算，控制框架侧移。控制侧移包括两部分内容：一是控制框架顶部的最大侧移；二是控制层间相对位移。

5. 框架结构内力计算后，按荷载效应的最不利组合进行框架梁、柱及节点的设计。抗震设防地区还要进行抗震设计。设计中除了要满足力学计算外，还要满足柱、梁、节点的有关构造要求。

6. 钢筋混凝土框架房屋的震害主要发生在框架梁、框架柱和框架节点处。

7. 抗震等级是确定结构和构件抗震计算与采用抗震措施的标准。框架结构设计原则："强柱弱梁"、"强剪弱弯"、"强节点，强锚固"。

8. 剪力墙结构是由剪力墙组成的承受竖向和水平作用的结构。在抗震设防区，水平荷载还包括水平地震作用，因此剪力墙有时也称为抗震墙。

9. 框架-剪力墙是由两种变形性质不同的抗侧力单元通过楼板协调变形而共同抵抗竖向荷载及水平荷载的结构。在竖向荷载作用下，按各自的承荷面积计算出每榀框架和每榀剪力墙的竖向荷载，分别计算内力。在水平荷载作用下，采用协同工作方法得到侧移和各自的水平剪力及内力。

10. 结构施工图是表示结构设计的内容和相关工种（建筑、给排水、暖通、电气）对结构的要求，它是施工放线，基槽开挖，绑扎钢筋，浇筑混凝土，安装梁、板、柱等各类构件以及计算工程造价，编制施工组织设计的依据，为此对通过结构知识的学习进一步提高识读结构施工图的能力。



一、简答题

1. 多层、高层结构有哪几种主要结构体系？简述各自特点。
2. 框架结构有哪几种布置形式？各有何优缺点？
3. 如何确定框架计算简图？
4. 框架梁、柱的截面尺寸如何选取？
5. 为什么竖向恒荷载作用下可近似采用分层法计算内力？分层法计算有何基本假定？
6. 分层法计算时，柱的线刚度为什么要折减？弯矩传递系数为什么取 1/3（除底层外）？
7. 水平荷载作用下框架内力计算常用的有哪两种方法？它们之间有何区别？
8. 竖向荷载作用下，梁端负弯矩为何要进行调幅？
9. 反弯点法的基本假定有哪些？试简述其理由。

10. 框架结构抗侧移刚度如何确定？

11. D 值法在反弯点法的基础上做了哪些修正？它的主要依据是什么？

12. D 值法中 D 值的物理意义是什么？

13. 框架结构的侧移变形是怎样形成的？设计中如何对待侧移的各组成部分？

14. 框架梁、柱的纵向钢筋和箍筋应满足哪些构造要求？如何处理框架梁与柱、柱与柱的节点构造？

15. 框架-剪力墙结构体系在水平荷载作用下的内力分析中的假定如何？

16. 框架-剪力墙结构中剪力墙的布置要求是什么？

17. 什么是框架与剪力墙协同工作？试从变形方面分析框-剪力墙是如何协同工作的。

二、计算题

1. 试用分层法计算图 10.61 所示框架弯矩，并绘 M 图(括号内数值为梁、柱相对线刚度)。

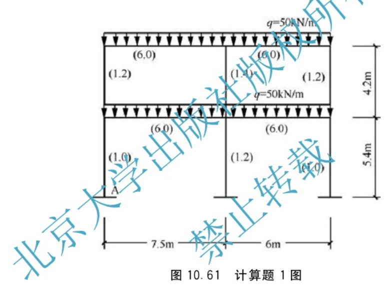


图 10.61 计算题 1 图

2. 用反弯点法求图 10.62 所示框架的弯矩图。图中括号内数字为各杆的相对线刚度。

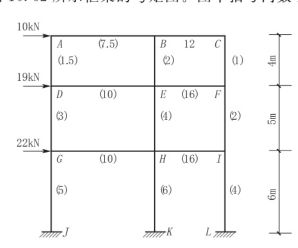


图 10.62 计算题 2 图

3. 用 D 值法求图 10.63 所示框架的弯矩图，图中括号内数字为各杆的相对线刚度。

4. 试用 D 值法计算图 10.63 所示框架的侧移。

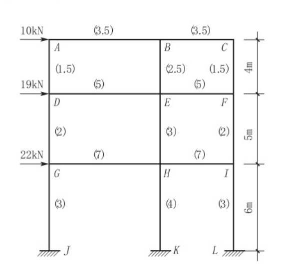


图 10.63　计算题 3 图



1. 职业体验的目的

通过钢筋混凝土构件计算能力训练模块的学习，使学生进一步认识各种钢筋混凝土结构及构件，具备一定的设计计算能力，能识读钢筋混凝土结构施工图，且具有钢筋混凝土结构施工的一般能力。通过职业体验环节，使学生了解企业实际，体验企业文化，从而建立起对即将从事职业的认识，形成初步的职业素养。

2. 时间与内容

时间：课程职业体验宜安排在课余时间，周六、日或节假日进行，时间 2～4 课时。

场所：多高层钢筋混凝土框架和框架-剪力墙结构施工工地，校企合作实习基地(如设计、施工单位等)。

内容：

1) 参观认知

(1) 了解框架结构、剪力墙结构、框架-剪力墙结构及其他新型结构；了解各结构之间的区别、荷载传递途径、构件间的关系、常用构件尺寸等。

(2) 了解钢筋混凝土结构的构造要求，包括柱、梁、板等的设置要求。

2) 职业体验

到校企合作企业，尤其是到设计院所向设计师学习并感受设计软件设计工作，初步了解设计流程。

3. 要求与评价方式

要求：学生可自主联系进行或参加学校集体组织均可。

作业：职业体验完一周内提交一份职业体验报告。

评价：教师根据职业体验报告评定为优、良、及格、不及格四级，按 5%并入到课程考核总成绩中。

模块11

砌体结构构件计算能力训练

教学目标

能力目标：能进行无筋砌体和网状配筋砌体受压构件承载力的计算；能进行砌体局部受压承载力的计算；能进行受拉、受弯和受剪构件的承载力的计算；掌握房屋的静力计算方案的确定方法；掌握混合结构房屋的墙柱高厚比的验算方法；能进行刚性方案房屋墙、柱的计算；能进行砌体结构抗震措施的处理；学会识读砌体结构施工图。

知识目标：掌握砌体结构的基本计算理论，熟悉各种构造措施。

态度养成目标：培养学生按照规范进行计算的习惯，为以后工作奠定良好的基础。

教学要求

知识要点	能力要求	相关知识	所占分值（100分）
无筋砌体受压承载力的计算	能进行无筋砌体受压柱的承载力计算	砌体受压构件受压特点，受压构件承载力计算	15
砌体局部受压承载力的计算	能进行砌体局部受压承载力的计算	砌体局部受压构件的破坏形态，局部均匀受压的承载力计算，局部不均匀受压的承载力计算	15
受拉、受弯和受剪构件的承载力计算	能进行受拉、受弯和受剪构件的承载力计算	砌体受拉、受弯和受剪构件的承载力计算，受拉、受弯和受剪构件的构造要求	10

续表

知识要点	能力要求	相关知识	所占分值（100分）
网状配筋砖砌体构件承载力的计算	能进行网状配筋砖砌体构件承载力的计算	网状配筋砖砌体构件的受力性能、适用范围和计算理论	10
房屋的静力计算方案	能确定房屋的静力计算方案	房屋的空间工作性能，房屋的静力计算方案，刚性方案的计算简图	10
墙、柱高厚比的验算	能验算混合结构房屋墙、柱高厚比	墙、柱高厚比的影响因素，墙、柱高厚比的验算	10
刚性方案房屋墙、柱的计算	能理解刚性方案房屋墙、柱的计算	单层刚性方案房屋墙、柱的计算，多层刚性方案房屋墙、柱的计算	10
砌体结构抗震措施	能进行砌体结构抗震措施的处理	砌体房屋抗震构造措施中构造柱及圈梁的设置；多层砌块房屋的抗震构造措施中芯柱及圈梁的设置	5
小型砌体构件设计	能进行砌体结构过梁、墙梁、挑梁、雨篷的设计	砌体结构过梁、墙梁、挑梁、雨篷的构造要求，过梁、墙梁、挑梁、雨篷的计算理论	5
砌体结构施工图识读	能初步识读砌体结构施工图	砌体结构施工图的组成，砌体结构施工图的图示特点	10

引例

2008年5月12日14时28分04秒，8级强震猝然袭来，大地颤抖，满目疮痍，生离死别……有关资料显示，截至2008年9月25日，汶川地震共遇难69227人，受伤374643人，失踪17923人；其中四川省68712名同胞遇难，17921名同胞失踪，共有5335名学生遇难或失踪。由于地震发生在学校上课时间，灾难中死伤的师生人数众多，人们在扼腕叹息之余也不禁存有疑问：为什么学校楼房在地震面前如此脆弱(图11.1)？工程抗震专家、中国科学院院士表示，砖混结构校舍抗震能力差，这是世界性的普遍问题，学校在抗震方面存在几个先天缺陷如下所示。

一是房间大。躲到卫生间等场所是地震发生时的一条逃生原则，原因就在于空间狭小、有墙面支撑，墙的面积大抗震能力就强。但学校教室、活动室等场所空间都比较大，相对而言墙的面积就小。

二是窗户大。教学需要良好的光线，采光使用大面积的窗户设计，相应地使得墙的面积大大缩减。

三是走廊设计。一般学校都采用单面、外廊的走廊设计，多由柱子支撑，如果教室两边都是走廊，在纵向上一间教室就只有前后的两面墙抗震，两边柱子的作用则很弱。



图 11.1 某中学砖混教学楼倒塌现状

本模块既是通过计算的方法来认识砌体结构的承载能力和墙柱的高厚比对砌体结构稳定性的影响，同时为砌体结构施工图的识读打下基础。

课题 11.1 无筋砌体受压承载力计算

11.1.1 无筋砌体受压特点

1. 砌体受压破坏特征

大量试验研究表明，砌体轴心受压从加载到破坏大致经历三个阶段，如图 11.2 所示。

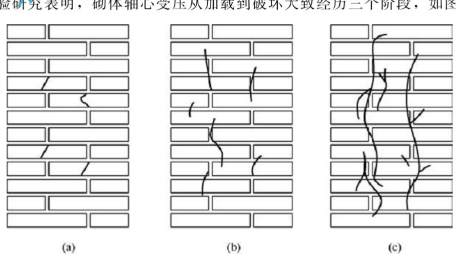


图 11.2 砖砌体受压破坏特征

(a) 开始出现裂缝；(b) 形成贯通竖向裂缝；(c) 极限状态

(1) 第一阶段：从开始加载到砌体中个别单砖出现裂缝，如图 11.2(a)所示。单砖出现第一批裂缝的荷载大致为砌体极限荷载的 50%～70%。此时如不继续增大荷载，单砖裂

缝并不发展。

（2）第二阶段：继续加载，砌体内的单砖裂缝开展和延伸，逐渐形成上下贯通多层砖的连续裂缝，同时有新裂缝不断出现，如图 11.2(b)所示。当荷载约为极限荷载的 80%～90%时，即使不再增加荷载，裂缝仍会继续发展，实际工程中视为构件已处于危险状态。

（3）第三阶段：若继续加载，裂缝很快延长、加宽，砌体被贯通的竖向裂缝分割成若干独立小柱，如图 11.2(c)所示。最终这些小柱或被压碎或失稳而导致砌体试件破坏。

2. 砌体受压应力状态

在压力作用下，砌体内单砖的应力状态有以下特点。

（1）由于砖本身的形状不完全规则平整、灰缝的厚度和密实性不均匀，单块砖在砌体内并非均匀受压，而是处于受弯和受剪状态，如图 11.3 所示，由于砖的脆性，抗弯、抗剪能力差，砌体内第一批裂缝的出现是由单块砖的受弯、受剪引起的。

（2）砌体横向变形时砖和砂浆存在交互作用。由于砖和砂浆的弹性模量及横向变形系数各不相同，在砌体受压时砖的横向变形因砂浆的横向变形较大而增大，使砖内产生拉应力，所以单块砖在砌体中处于压、弯、剪及拉的复合应力状态，其抗压强度降低；相反砂浆的横向变形由于砖的约束而减小，砂浆处于三向受压状态，其抗压强度提高。

（3）弹性地基梁作用。单块砖受弯、受剪的应力值不仅与灰缝的厚度及密实性不均匀有关，而且还与砂浆的弹性性质有关。每块砖可视为作用在弹性地基上的梁，其下面的砌体即可视为“弹性地基”。砖上面承受由上部砌体传来的力。这块砖下面引起的反压力又反过来形成自下而上的荷载，使它又成为倒置的弹性地基梁，上面的砌体则成为它的弹性地基。这一“地基”的弹性模量越小，砖的变形越大，在砖内产生的弯剪应力也越大。

（4）竖向灰缝上的应力集中。砌体的竖向灰缝未能很好地填满，同时竖向灰缝内的砂浆和砖的黏结力也不能保证砌体的整体性。因此，在竖向灰缝上的砖内将产生拉应力和剪应力的集中，从而加快砖的开裂，引起砌体强度的降低。

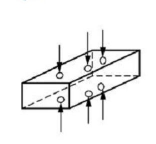
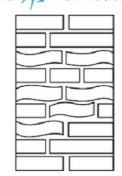
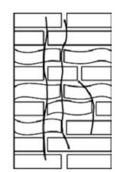




图 11.3 单块砖的受压应力状态

11.1.2 轴心受压及偏心受压承载力计算

1. 受压构件的应力状态

无筋受压砌体构件，按荷载作用位置不同分为轴心受压构件和偏心受压构件，如图 11.4 所示。由图可知，短构件在轴心压力下，直到破坏前，截面上的应力都是均匀分布的，如图 11.4(a)所示。当压力作用线与构件轴线不重合时，即为偏心受压构件。当偏心距较小时，构件全截面受压，应力分布如图 11.4(b)所示；当偏心距较大时，截面上出

现拉应力，如图 11.4(c)所示；当偏心距继续增大时，截面应力分布变为如图 11.4(d)所示情况。

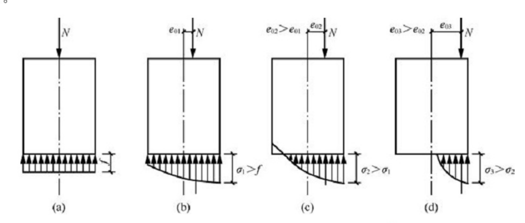


图 11.4　轴心受压与偏心受压砌体

2. 受压构件承载力计算

《砌体结构设计规范》(以下简称《砌体规范》)(GB 50003—2011)规定，对无筋砌体轴心受压构件、偏心受压承载力均按下式计算

$$N \leqslant \varphi f A \tag{11.1}$$

式中：N——轴向力设计值；

φ——高厚比 β 和轴向力偏心距 e 对受压构件承载力的影响系数；

f——砌体抗压强度设计值，按模块 2 的相关内容采用；

A——截面面积。

矩形截面单向偏心受压构件(图 11.5)，影响系数 φ 按下式计算

$$\varphi = \frac{1}{1 + 12\left[\frac{e}{h} + \sqrt{\frac{1}{12}\left(\frac{1}{\varphi_0} - 1\right)}\right]^2} \tag{11.2}$$

$$\varphi_0 = \frac{1}{1 + \alpha\beta^2} \tag{11.3}$$

式中：e——轴向力的偏心距，按内力设计值计算；

h——矩形截面轴向力偏心方向的边长，当轴心受压时为截面较小边长，若为 T 型截面，则 $h=h_T$，h_T 为 T 型截面的折算厚度，可近似按 $3.5i$ 计算，i 为 T 形截面回转半径；

φ_0——轴心受压构件的稳定系数，当 $\beta \leqslant 3$ 时，$\varphi_0=1$；

α——与砂浆强度等级有关的系数，当砂浆强度等级大于或等于 M5 时，$\alpha=0.0015$；当砂浆强度等级等于 M2.5 时，$\alpha=0.002$；当砂浆强度等级等于 0 时，$\alpha=0.009$。

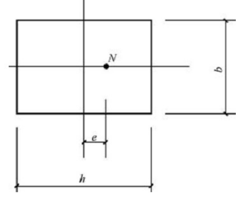


图 11.5　单向偏心受压

计算影响系数 φ 时，构件高厚比 β 按下式确定。

对矩形截面

$$\beta = \gamma_\beta \frac{H_0}{h} \tag{11.4}$$

对 T 形截面

$$\beta = \gamma_\beta \frac{H_0}{h_T} \tag{11.5}$$

γ_β——不同砌体的高厚比修正系数，如表 11-1 所示，该系数主要考虑不同砌体种类受压性能的差异性；

H_0——受压构件计算高度，在课题 11.6 中将进一步介绍。

表 11-1 高厚比修正系数

砌体材料的类别	γ_β
烧结普通砖、烧结多孔砖	1.0
混凝土普通砖、混凝土多孔砖、混凝土及轻集料混凝土砌块	1.1
蒸压灰砂普通砖、蒸压粉煤灰普通砖、细料石	1.2
粗料石、毛石	1.5

注：对灌孔混凝土砌块砌体，γ_β 取 1.0

对带壁柱墙，其翼缘宽度可按下列规定采用：多层房屋，当有门窗洞口时，可取窗间墙宽度；当无门窗洞口时，每侧翼墙宽度可取壁柱高度(层高)的 1/3，但不应大于相邻壁柱间的距离；单层房屋，可取壁柱宽加 2/3 墙高，但不大于窗间墙宽度和相邻壁柱之间距离；当计算带壁柱墙的条形基础时，可取相邻壁柱之间距离。

受压构件计算中应该注意的问题如下。

(1)轴向力偏心距的限值。受压构件的偏心距过大时，可能使构件产生水平裂缝，构件的承载力明显降低，结构既不安全也不经济合理。因此《砌体规范》规定：轴向力偏心距不应超过 $0.6y$(y 为截面重心到轴向力所在偏心方向截面边缘的距离)。若设计中超过以上限值，则因采取适当措施予以减小。

(2)对于矩形截面构件，当轴向力偏心方向的截面边长大于另一方向的截面边长时，除了按偏心受压计算外，还应对较小边长，按轴心受压计算。



应用案例 11-1

某截面为 370mm×490mm 的砖柱，柱计算高度 $H_0=H=5\text{m}$，采用强度等级为 MU10 的烧结普通砖及 M5 的混合砂浆砌筑，柱底承受轴向压力设计值为 $N=150\text{kN}$，结构安全等级为二级，施工质量控制等级为 B 级。试验算该柱底截面是否安全。

【解】

查表 2-8 得 MU10 的烧结普通砖与 M5 的混合砂浆砌筑的砖砌体的抗压强度设计值 $f=1.5\text{MPa}$。

由于截面面积 $A=(0.37\times0.49)\text{m}^2\approx0.18\text{m}^2<0.3\text{m}^2$，因此砌体抗压强度设计值应乘以调整系数 γ_a，$\gamma_a=A+0.7=0.18+0.7=0.88$。

$\gamma_\beta=1.0$，$\beta=\dfrac{H_0}{h}=\dfrac{5000}{370}\approx13.5$；M5 的混合砂浆砌筑，$\alpha=0.0015$，代入公式得

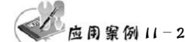
$$\varphi = \varphi_0 = \frac{1}{1+\alpha\beta^2} = \frac{1}{1+0.0015\times13.5^2} \approx 0.785$$

则柱底截面的承载力为

$$\varphi\gamma_a fA=(0.782\times0.88\times1.5\times490\times370\times10^{-3})\text{kN}\approx187\text{kN}>150\text{kN}$$

故柱底截面安全。

【案例点评】 本案例是最简单的砌体承载力的计算，如果在计算中不满足要求，可采取如下措施：①提高砌块的强度等级；②提高砂浆的强度等级；③同时提高砌块和砂浆的强度等级。一般认为第三种方法最为有效。



应用案例11-2

一偏心受压柱，截面尺寸为490mm×620mm，柱计算高度 $H_0=H=5\text{m}$，采用强度等级为MU15蒸压灰砂砖及M5水泥砂浆砌筑，柱底承受轴向压力设计值为 $N=160\text{kN}$，弯矩设计值 $M=20\text{kN}\cdot\text{m}$(沿长边方向)，结构的安全等级为二级，施工质量控制等级为B级。试验算该柱底截面是否安全。

【解】

(1) 弯矩作用平面内承载力验算。

$$e=\frac{M}{N}=\frac{20}{160}\text{m}=0.125\text{m}=125\text{mm}<0.6y$$

满足规范要求。

对MU10蒸压灰砂砖，查表11-1得 $\gamma_\beta=1.2$；对M5水泥砂浆砌筑，$\alpha=0.0015$，将 $\beta=\gamma_\beta\frac{H_0}{h}=1.2\times\frac{5}{0.62}\approx9.68$ 及 $\alpha=0.0015$ 代入公式(11.3)得

$$\varphi_0=\frac{1}{1+\alpha\beta^2}=\frac{1}{1+0.0015\times9.68^2}\approx0.877$$

将 φ_0、$\frac{e}{h}=\frac{125}{620}\approx0.202$ 代入公式(11.2)得

$$\varphi=\frac{1}{1+12\left[\frac{e}{h}+\sqrt{\frac{1}{12}\left(\frac{1}{\varphi_0}-1\right)}\right]^2}\approx0.465$$

查表2-10得，MU15蒸压灰砂砖与M5水泥砂浆砌筑的砖砌体抗压强度设计值 $f=1.83\text{MPa}$。由于采用水泥砂浆，因此砌体抗压强度设计值应乘以调整系数 $\gamma_a=0.9$。

柱底截面承载力为

$$\varphi\gamma_a fA=(0.465\times0.9\times1.83\times490\times620\times10^{-3})\text{kN}\approx233\text{kN}>150\text{kN}$$

(2) 弯矩作用平面外承载力验算。对较小边长方向，按轴心受压构件验算，即

$$\beta=\gamma_\beta\frac{H_0}{h}=1.2\times\frac{5}{0.49}\approx12.24$$

代入式(11.3)得

$$\varphi=\varphi_0=\frac{1}{1+\alpha\beta^2}=\frac{1}{1+0.0015\times12.24^2}\approx0.817$$

则柱底截面的承载力为

$$\varphi\gamma_a fA=(0.817\times0.9\times1.83\times490\times620\times10^{-3})\text{kN}\approx408.8\text{kN}>160\text{kN}$$

故柱底截面安全。

【案例点评】 本案例是最典型的偏心受压砌体构件承载力的计算，对这种类型的构件要注

意当轴向力偏心方向的截面边长大于另一方向的截面边长时，除了按偏心受压计算外，还应对较小边长按轴心受压计算。

应用案例 11-3

如图11.6所示为带壁柱窗间墙，采用MU10烧结黏土砖与M5的水泥砂浆砌筑，计算高度 $H_0=5\text{m}$，柱底承受轴向力设计值为 $N=150\text{kN}$，弯矩设计值为 $M=30\text{kN}\cdot\text{m}$，施工质量控制等级为B级，偏心压力偏向于带壁柱一侧。试验算截面是否安全。

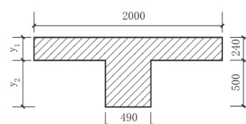


图 11.6 应用案例 11-3 图

【解】

(1)计算截面几何参数。截面面积为

$$A=(2000\times240+490\times500)\text{mm}^2=725000\text{mm}^2$$

截面形心至截面边缘的距离为

$$y_1=\left(\frac{2000\times240\times120+490\times500\times490}{725000}\right)\text{mm}\approx245\text{mm}$$

$$y_2=740-y_1=(740-245)\text{mm}=495\text{mm}$$

截面惯性矩为

$$I=\left(\frac{2000\times240^3}{12}+2000\times240\times125^2+\frac{490\times500^3}{12}+490\times500\times245^2\right)\text{mm}\approx(296\times10^8)\text{mm}$$

回转半径为

$$i=\sqrt{\frac{I}{A}}=\sqrt{\frac{296\times10^8}{725000}}\text{mm}\approx202\text{mm}$$

T型截面的折算厚度为

$$h_\text{T}=3.5i=(3.5\times202)\text{mm}=707\text{mm}$$

偏心距为

$$e=\frac{M}{N}=\frac{30}{150}=0.2\text{m}=200\text{mm}<0.6y=297\text{mm}$$

故满足规范要求。

(2)承载力验算。对MU10烧结黏土砖与M5水泥砂浆砌筑，查表11-1得 $\gamma_\beta=1.0$；将 $\beta=\gamma_\beta\dfrac{H_0}{h_\text{T}}=1.0\times\dfrac{5}{0.707}\approx7.07$ 及 $\alpha=0.0015$，代入公式(11.3)得

$$\varphi_0=\frac{1}{1+\alpha\beta^2}=\frac{1}{1+0.0015\times7.07^2}\approx0.930$$

将 $\varphi_0=0.930$ 及 $\dfrac{e}{h_\text{T}}=\dfrac{200}{707}\approx0.283$，代入式(11.2)得

$$\varphi=\frac{1}{1+12\left[\dfrac{e}{h_\text{T}}+\sqrt{\dfrac{1}{12}\left(\dfrac{1}{\varphi_0}-1\right)}\right]^2}\approx0.388$$

查表2-8得，MU10烧结黏土砖与M5水泥砂浆砌筑的砖砌体的抗压强度设计值 $f=1.5\text{MPa}$。由于采用水泥砂浆，因此砌体抗压强度设计值应乘以调整系数 $\gamma_a=0.9$。

窗间墙承载力为

$$\varphi\gamma_a fA=(0.388\times0.9\times1.5\times725000\times10^{-3})\text{kN}\approx380\text{kN}>150\text{kN}$$

故承载力满足要求。

【案例点评】 本案例是最典型的带壁柱偏心受压砌体构件承载力的计算，对这种类型的构件要重点注意翼缘宽度的确定，即使对是本题缺乏经验时也应首先验算翼缘宽度再进行下一步的计算。

课题 11.2 砌体局部受压承载力计算

局部受压是砌体结构中常见的一种受力状态，其特点是轴向力仅作用在砌体的部分截面上。当砌体上作用局部均匀压力时(如承受上部柱或墙传来压力的基础顶面)，称为局部均匀受压；当砌体截面上作用局部非均匀压力时(如支承梁的墙或柱在梁端支承处的砌体顶面)，则称为局部不均匀受压。

11.2.1 局部受压的破坏形态

试验研究结果表明，砌体局部受压大致有三种破坏形态：

(1) 砌体计算面积与受压面积之比较小时，发生竖向裂缝发展及斜裂缝破坏，如图 11.7(a)所示。

(2) 砌体计算面积与受压面积之比较大时，发生劈裂破坏，如图 11.7(b)所示。

(3) 当材料强度较低时，发生局部接触破坏，如图 11.7(c)所示。

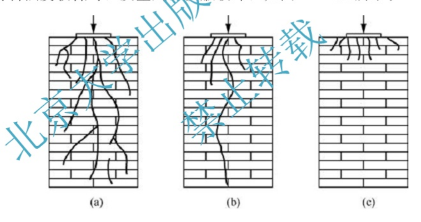


图 11.7 局部受压时砌体破坏形态

11.2.2 局部均匀受压时的承载力

局部均匀受压的承载力计算公式为

$$N_l \leqslant \gamma f A_l \tag{11.6}$$

$$\gamma = 1 + 0.35\sqrt{\frac{A_0}{A_l} - 1} \tag{11.7}$$

式中：N_l——局部受压面积上的轴向力设计值；

γ——砌体局部抗压强度提高系数，计算所得数值，应符合图 11.8 所示规定；

f——砌体的抗压强度设计值，若局部受压面积小于 0.3m^2，可不考虑强度调整系数 γ_a 的影响；

A_l——局部受压面积；

A_0——影响砌体局部抗压强度的计算面积，按图 11.8 所示规定确定。

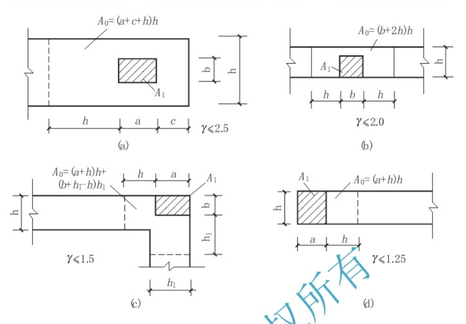


图 11.8 影响局部抗压强度的计算面积 A_0及 γ 限值

应用案例 11-4

一钢筋混凝土柱截面尺寸为 250mm×250mm，支承在 370mm 宽的条形砖基础上，作用位置如图 11.9 所示。砖基础用 MU10 烧结普通砖和 M7.5 水泥砂浆砌筑，柱传至基础上的荷载设计值为 150kN。确定柱下基础砌体的局部受压承载力。

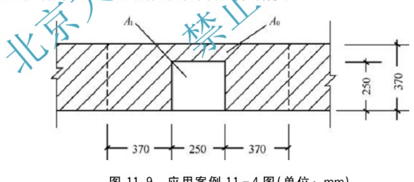


图 11.9 应用案例 11-4 图(单位：mm)

【解】

局部受压面积为

$$A_l = (250 \times 250)\text{mm}^2 = 62500\text{mm}^2$$

局部受压计算面积为

$$A_0 = (b + 2h)h = [(250 + 2 \times 370) \times 370]\text{mm}^2 = 366300\text{mm}^2$$

局部受压强度提高系数为

$$\gamma = 1 + 0.35\sqrt{\frac{A_0}{A_l} - 1} = 1 + 0.35\sqrt{\frac{366300}{62500} - 1} \approx 1.77 < 2.0$$

查表 2-8 得砌体抗压强度设计值 $f = 1.69\text{MPa}$，采用水泥砂浆应乘以 $\gamma_a = 0.9$，砌体局部受压承载力 $\gamma_a f \gamma A_l = 0.9 \times 1.69 \times 1.77 \times 62500 \approx 168.3(\text{kN}) > N_l = 150\text{kN}$，满足要求。

11.2.3 局部非均匀受压——梁端支承处砌体的局部受压承载力

梁端支承在砌体上，梁端压力将使砌体局部受压。梁的弯曲变形及梁端下砌体的压缩变形使梁端转动，造成梁端下部砌体局部受压的应力和应变为非均匀分布。同时梁端的支承长度将由 a 减少为 a_0。砌体受压后梁端与砌体的实际支承长度 a_0，称为梁端的有效支承长度，如图 11.10 所示。

a_0取值按下式

$$a_0 = 10\sqrt{\frac{h_c}{f}} \tag{11.8}$$

式中：h_c——梁截面的高度；

f——砌体的抗压强度设计值。

当 $a_0 > a$ 时，应取 $a = a_0$。

根据《砌体规范》，梁端支承处砌体的局部受压承载力应按下列公式计算

$$\psi N_0 + N_l \leqslant \eta\gamma f A_l \tag{11.9}$$

$$\psi = 1.5 - 0.5\frac{A_0}{A_l} \tag{11.10}$$

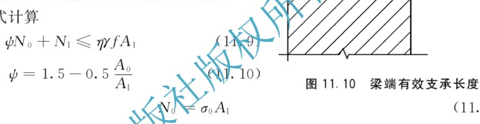


图 11.10 梁端有效支承长度

$$N_0 = \sigma_0 A_l \tag{11.11}$$

$$A_l = a_0 b \tag{11.12}$$

式中：ψ——上部荷载的折减系数，当 $A_0/A_l \geqslant 3$ 时，$\psi = 0$；

N_0——局部受压面积内上部轴向力设计值；

N_l——梁端支承压力设计值；

σ_0——上部平均压应力设计值；

η——梁端底面压应力图形的完整系数，可取 0.7，对于过梁和墙梁可取 1.0；

a_0——梁端有效支承长度；

b——梁的截面宽度。



应用案例 11-5

如图 11.11 所示，某砖混房屋楼盖的钢筋混凝土梁的一端支承在外纵墙的窗间墙上，梁截面尺寸 $b \times h_c = 200\text{mm} \times 500\text{mm}$，梁端实际支承长度 $a = 240\text{mm}$，荷载设计值产生的梁端支承反力 $N_l = 70\text{kN}$，梁底墙面截面上部荷载设计值产生的轴向力 $N = 160\text{kN}$，窗间墙截面为 $1200\text{mm} \times 370\text{mm}$，采用 MU10 等级的烧结普通砖和 M2.5 等级的混合砂浆砌筑。试验算梁下砌体的局部抗压强度。

【解】

MU10 烧结普通砖，M2.5 混合砂浆，查表 2-8 得，$f = 1.3\text{MPa}$，梁端有效支承长度为

$$a_0 = 10\sqrt{\frac{h_c}{f}} = 10\sqrt{\frac{500}{1.3}}\text{mm} \approx 196.1\text{mm}$$

局部受压面积为

$$A_l = a_0 b = (196.1 \times 200)\text{mm}^2 = 39220\text{mm}^2$$

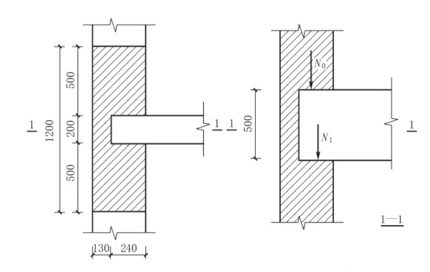


图 11.11　应用案例 11-5 图

$$A_0 = (2h + b)h = [(2 \times 370 + 200) \times 370]\text{mm}^2 = 347800\text{mm}^2$$

$$A_l / A_0 = 347800/39220 \approx 8.868 > 3$$

故取 $\psi=0$，则

$$\gamma = 1 + 0.35\sqrt{\frac{A_0}{A_l} - 1} = 1 + 0.35\sqrt{8.868 - 1} \approx 1.98 < 2$$

故取 $\gamma=2$，$\eta=0.7$。

上部轴向力设计值 N 作用在整个窗间墙上，则

$$\sigma_0 = \left(\frac{160 \times 10^3}{370 \times 1200}\right)\text{N/mm}^2 \approx 0.36\text{N/mm}^2$$

$$N_0 = \sigma_0 A_l = (0.36 \times 39220)\text{N} \approx 14119\text{N}$$

$$\eta\gamma f A_l = (0.7 \times 2 \times 1.3 \times 39220)\text{kN} \approx 71.38\text{kN}$$

由式 $\psi N_0 + N_l \leqslant \eta\gamma f A_l$ 得

$$\psi N_0 + N_l = 0 + 70 = 70\text{kN} < \eta\gamma f A_l = 71.38\text{kN}$$

故局部抗压强度满足要求。

【案例点评】　本案例是常见的局部非均匀受压砌体构件承载力的计算，对这种类型的构件要重点注意局部受压面积的确定。

课题 11.3　受拉、受弯和受剪构件的承载力计算

11.3.1　受拉构件

因砌体的抗拉强度较低，故实际工程中采用的砌体轴心受拉构件较少。对小型圆形水池或筒仓，可采用砌体结构，如图 11.12 所示。

砌体轴心受拉构件的承载力按下式计算

$$N_t \leqslant f_t A \qquad (11.13)$$

式中：N_t——轴向拉力设计值；

f_t——砌体的轴心抗拉强度设计值。

11.3.2 受弯构件

在实际工程中，常见的砌体受弯构件有砖砌平拱过梁及挡土墙等，如图 11.13 所示。对受弯构件，除进行受弯承载力计算外，还应考虑剪力的存在，进行受剪承载力计算。

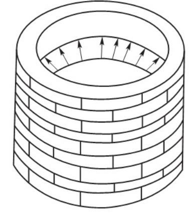


图 11.12 砌体轴心受拉

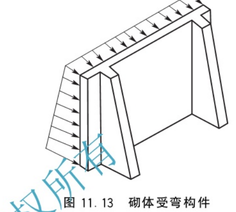


图 11.13 砌体受弯构件

1. 受弯承载力计算

由材料力学公式可推得，受弯承载力计算公式为

$$M \leqslant f_{tm} W \tag{11.14}$$

式中：M——弯矩设计值；

f_{tm}——砌体弯曲抗拉强度设计值；

W——截面抵抗矩。

2. 受剪承载力计算

由材料力学公式同样可推得受剪承载力计算公式为

$$V \leqslant f_v b z \tag{11.15}$$

式中：V——剪力设计值；

f_v——砌体的抗剪强度设计值；

b——截面宽度；

z——内力臂，$z=I/S$，当截面为矩形时取 $z=2h/3$；

I——截面惯性矩；

S——截面面积矩；

h——截面高度。

11.3.3 受剪构件

砌体拱形结构在拱的支座截面处，除承受剪力外，还作用有垂直压力，如图 11.14 所示。

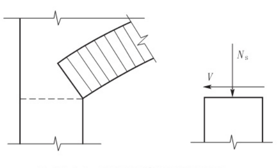


图 11.14 拱支座截面受力情况

试验表明砌体的受剪承载力不仅与砌体的抗剪强度 f_v 有关，而且与作用在截面上的垂直压应力 σ_0 的大小有关。随着垂直压应力 σ_0 的增加，截面上的内摩擦力增大，砌体的受剪承载

力提高。但当垂直压应力 σ_0 增加到一定程度后，截面上的内摩擦力逐渐减少，砌体的受剪承载力下降。因此，《砌体规范》给出沿通缝或沿阶梯形截面破坏时受剪构件承载力计算公式，即

$$V \leqslant (f_v + \alpha\mu\sigma_0)A \tag{11.16}$$

当 $\gamma_G = 1.2$ 时

$$\mu = 0.26 - 0.082\frac{\sigma_0}{f}$$

当 $\gamma_G = 1.35$ 时

$$\mu = 0.23 - 0.065\frac{\sigma_0}{f}$$

式中：V——截面剪力设计值；

A——水平截面面积；

f_v——砌体抗剪强度设计值；对灌孔的混凝土砌块砌体取 f_{vg}；

α——修正系数，当 $\gamma_G = 1.2$ 时，砖（含多孔砖）砌体取 0.60，混凝土砌块砌体取 0.64，当 $\gamma_G = 1.35$ 时，砖（含多孔砖）砌体取 0.64，混凝土砌块砌体取 0.66；

μ——剪压复合受力影响系数，α 与 μ 的乘积可查表 11－2；

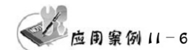
σ_0——永久荷载设计值产生的水平截面平均压应力，其值不应大于 $0.8f$；

f——砌体的抗压强度设计值；

σ_0/f——轴压比，且不大于 0.8。

表 11－2 $\alpha\mu$ 值（当 $\gamma_G = 1.2$ 及 $\gamma_G = 1.35$ 时）

γ_G	σ_0/f	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
1.2	砖砌体	0.15	0.15	0.14	0.14	0.13	0.13	0.12	0.12
	砌块砌体	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.13	0.13	0.12
1.35	砖砌体	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13	0.12	0.12	0.11
	砌块砌体	0.15	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13	0.12	0.12



应用案例 11－6

某地上圆形水池，采用 MU10 烧结普通砖和 M7.5 水泥砂浆砌筑，池壁厚 370mm，池壁底部承受环向拉力设计值 $N_t = 45\text{kN/m}$。试验算池壁的受拉承载力。

【解】

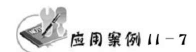
查表 2－8 得 $f_t = 0.16\text{MPa}$，其强度设计值调整系数 $\gamma_a = 0.8$。

$$A = (1 \times 0.37)\text{m}^2 = 0.37\text{m}^2$$

$$\gamma_a f_t A = (0.8 \times 0.16 \times 0.37 \times 10^3)\text{kN} \approx 47.4\text{kN} > N_t = 45\text{kN}$$

故承载力满足要求。

【案例点评】 本案例是典型的轴心受拉砌体构件承载力的计算，当承载力不能满足要求时，可以采用提高砖和砂浆的强度及提高厚度的措施。



应用案例11-7

某矩形浅水池，池壁高 $H=1.5\text{m}$，池壁底部厚 $h=620\text{mm}$，采用 MU10 烧结普通砖和 M7.5 水泥砂浆砌筑。试按满池水验算池壁承载力。

【解】

水池破坏考虑池壁底截面沿通缝破坏。查表 2-8 得沿砌体灰缝截面破坏时砌体的沿通缝弯曲抗拉强度 $f_{tm}=0.14\text{MPa}$，抗剪强度 $f_v=0.14\text{MPa}$，其值应乘以调整系数 $\gamma_a=0.8$，即

$$f_{tm}=(0.8\times0.14)\text{MPa}=0.112\text{MPa},\ f_v=(0.8\times0.14)\text{MPa}=0.112\text{MPa}$$

因属于浅池，故可沿池壁竖向切取单位宽度的池壁，按悬臂板承受三角形水压力计算内力，即

$$M=\frac{1}{6}\gamma_w H^3=\left(\frac{1}{6}\times10\times1.5^3\right)\text{kN}\cdot\text{m}=5.625\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$V=\frac{1}{2}\gamma_w H^2=\left(\frac{1}{2}\times10\times1.5^2\right)\text{kN}=11.25\text{kN}$$

截面抵抗距 W 及内力臂分别为

$$W=\frac{1}{6}bh^2=\left(\frac{1}{6}\times1.0\times0.62^2\right)\text{m}^3\approx0.064\text{m}^3$$

$$Z=\frac{2}{3}h=\left(\frac{2}{3}\times0.62\right)\text{m}\approx0.413\text{m}$$

受弯承载力为

$$Wf_{tm}=(0.064\times0.112\times10^3)\text{kN}\cdot\text{m}\approx7.2\text{kN}\cdot\text{m}>M=5.625\text{kN}\cdot\text{m}$$

受剪承载力为

$$f_v bz=(0.112\times1.0\times0.413\times10^3)\text{kN}\approx46.26\text{kN}>V=11.25\text{kN}$$

故承载力满足要求。

【案例点评】 本案例是常见的砌体受弯构件承载力的计算，对此类构件，除进行受弯承载力计算外，还应考虑剪力的存在，进行受剪承载力计算。



应用案例11-8

某砖砌涵洞的横剖面如图 11.14 所示，洞壁厚 $h=490\text{mm}$，采用 MU10 烧结普通砖 M7.5 水泥砂浆砌筑，沿纵向单位长 1.0m 的拱支座截面承受剪力设计值 $V=62\text{kN}$、永久荷载产生的纵向力设计值 $N_s=75\text{kN}(\gamma_G=1.35)$。试验算拱支座截面的受剪承载力。

【解】

查表 2-8 得 $f=1.69\text{MPa}$，$f_v=0.14\text{MPa}$，因为是水泥砂浆，故

$$f=(0.9\times1.69)\text{MPa}=1.521\text{MPa},f_v=(0.8\times0.14)\text{MPa}=0.112\text{MPa}$$

水平截面积为

$$A=(1000\times490)\text{mm}^2=490000\text{mm}^2$$

水平截面平均压应力为

$$\sigma_0=\frac{N_s}{A}=\left(\frac{75\times10^3}{490000}\right)\text{MPa}\approx0.15\text{MPa}$$

轴压比为

$$\frac{\sigma_0}{f}=\frac{0.15}{1.52}\approx 0.1$$

剪压复合受力影响系数为

$$\mu=0.23-0.065\frac{\sigma_0}{f}=0.23-0.065\times 0.1\approx 0.22$$

修正系数 $\alpha=0.64\left(\text{或由}\frac{\sigma_0}{f}=0.1,\ \gamma_G=1.35,\ \text{查表 11-2 得}\ \alpha\mu=0.14\right)$，于是得

$$(f_v+\alpha\mu\sigma_0)A=[(0.112+0.64\times 0.22\times 0.15)\times 490000\times 10^{-3}]\text{kN}\approx 65.2\text{kN}>V=62\text{kN}$$

故拱支座截面抗剪承载力满足要求。

【案例点评】 本案例是常见的砌体构件受剪承载力的计算，对这种类型的构件的承载力计算要重点注意相关系数的确定。

课题 11.4 网状配筋砌体的承载力计算

11.4.1 受力性能

如图 11.15 所示，网状配筋砖砌体构件在轴向压力作用下，不但发生纵向压缩变形，同时也发生横向膨胀。由于钢筋、砂浆层与块体之间存在着摩擦力和黏结力，钢筋被完全嵌固在灰缝内与砖砌体共同工作。当砖砌体纵向受压时，钢筋横向受拉，因钢筋的弹性模量比砌体大，变形相对小，可阻止砌体的横向变形发展，防止砌体因纵向裂缝的延伸而过早失稳破坏，从而间接地提高网状配筋砖砌体构件的承载能力，故这种配筋有时又称为间接配筋。试验表明，砌体与横向钢筋之间足够的黏结力是保证两者共同工作，充分发挥块体的抗压强度，提高砌体承载力的重要保证。

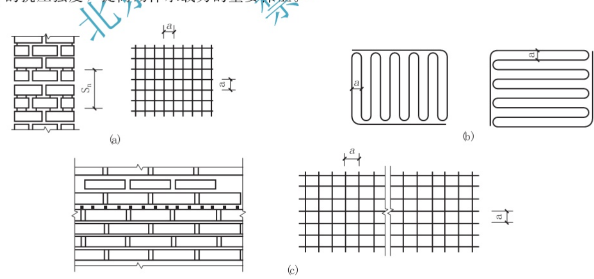


图 11.15 网状配筋砖砌体

(a) 方格网配筋砖柱；(b) 连弯钢筋网；(c) 方格网配筋砖墙

试验表明，网状配筋砖砌体在轴心压力作用下，从开始加荷到破坏，类似于无筋砖砌体，也可分为 3 个受力阶段，但其破坏特征和无筋砖砌体不同。第一个阶段和无筋砖砌体一样，在单块砖内出现第一批裂缝，此时的荷载约为 60%～75%的破坏荷载，较无筋砖砌

体高。继续加荷，纵向裂缝的数量增多，但发展很缓慢；由于受到横向钢筋的约束，很少出现贯通的纵向裂缝；这是与无筋砖砌体明显的不同之处。当接近破坏时，一般也不会出现像无筋砌体那样被纵向裂缝分割成若干 1/2 砖的小立柱而发生失稳破坏的现象。在最后破坏时，可能发生个别砖被完全压碎脱落。

11.4.2 适用范围

当采用无筋砖砌体受压构件的截面尺寸较大，不能满足使用要求时，可采用网状配筋砖砌体。但试验表明，网状配筋砖砌体构件在轴向力的偏心距 e 较大或构件高厚比 β 较大时，钢筋难以发挥作用，构件承载力的提高受到限制。故当偏心距超过截面核心范围，对矩形截面即 $e/h>0.17$ 时，或偏心距虽未超过截面核心范围，但构件的高厚比 $\beta>16$ 时，均不宜采用网状配筋砖砌体构件。

11.4.3 承载力计算

网状配筋砖砌体矩形截面单向偏心受压构件的承载力按下列公式计算

$$N \leqslant \varphi_n f_n A \tag{11.17}$$

$$\varphi_n = \frac{1}{1+12\left[\frac{e}{h}+\sqrt{\frac{1}{12}\left(\frac{1}{\varphi_{0n}}-1\right)}\right]^2} \tag{11.18}$$

$$\varphi_{0n} = \frac{1}{1+(0.0015+0.45\rho)\beta^2} \tag{11.19}$$

$$f_n = f+2\left(1-\frac{2e}{y}\right)\rho f_y \tag{11.20}$$

$$\rho = \frac{(a+b)A_s}{abS_n} \tag{11.21}$$

式中：N——轴向力设计值；

φ_n——高厚比和配筋率及轴向力的偏心矩对网状配筋砖砌体受压构件承载力的影响系数，也可按表 11-3 采用；

e——轴向力的偏心距；

φ_{0n}——网状配筋砖砌体受压构件的稳定系数；

ρ——体积配筋率，要求 $0.1\%\leqslant\rho\leqslant1.0\%$；

β——构件的高厚比；

a、b——钢筋网的网格尺寸；

f_n——网状配筋砖砌体的抗压强度设计值；

y——截面重心到轴向力所在偏心方向截面边缘的距离；

f_y——钢筋的抗拉强度设计值，当 f_y 大于 320MPa 时，仍采用 320MPa；

A——截面面积；

A_s——钢筋的截面面积；

S_n——钢筋网的竖向间距。

对矩形截面，也应对较小边长方向按轴心受压进行验算。

表 11－3　影响系数 φ_n

ρ	β	e/h				
		0	0.05	0.10	0.15	0.17
	4	0.97	0.89	0.78	0.67	0.63
	6	0.93	0.84	0.73	0.62	0.58
	8	0.89	0.78	0.67	0.57	0.53
0.1	10	0.84	0.72	0.62	0.52	0.48
	12	0.78	0.67	0.56	0.48	0.44
	14	0.72	0.61	0.52	0.44	0.41
	16	0.67	0.56	0.47	0.40	0.37
	4	0.96	0.87	0.76	0.65	0.61
	6	0.91	0.80	0.69	0.59	0.55
	8	0.84	0.74	0.62	0.53	0.49
0.3	10	0.78	0.67	0.56	0.47	0.44
	12	0.71	0.60	0.51	0.43	0.40
	14	0.64	0.54	0.46	0.38	0.36
	16	0.58	0.49	0.41	0.35	0.32
	4	0.94	0.85	0.74	0.63	0.59
	6	0.88	0.77	0.66	0.56	0.52
	8	0.81	0.69	0.59	0.50	0.46
0.5	10	0.73	0.62	0.52	0.44	0.41
	12	0.65	0.55	0.46	0.39	0.36
	14	0.58	0.49	0.41	0.35	0.32
	16	0.51	0.43	0.36	0.31	0.29
	4	0.93	0.83	0.72	0.61	0.57
	6	0.86	0.75	0.63	0.53	0.50
	8	0.77	0.66	0.56	0.47	0.43
0.7	10	0.68	0.58	0.49	0.41	0.38
	12	0.60	0.50	0.42	0.36	0.33
	14	0.52	0.44	0.37	0.31	0.30
	16	0.46	0.38	0.33	0.28	0.26
	4	0.92	0.82	0.71	0.60	0.56
	6	0.83	0.72	0.61	0.52	0.48
	8	0.73	0.63	0.53	0.45	0.42
0.9	10	0.64	0.54	0.46	0.38	0.36
	12	0.55	0.47	0.39	0.33	0.31
	14	0.48	0.40	0.34	0.29	0.27
	16	0.41	0.35	0.30	0.25	0.24

续表

ρ	β	e/h				
		0	0.05	0.10	0.15	0.17
1.0	4	0.91	0.81	0.70	0.59	0.55
	6	0.82	0.71	0.60	0.51	0.47
	8	0.72	0.61	0.52	0.43	0.41
	10	0.62	0.53	0.44	0.37	0.35
	12	0.54	0.45	0.38	0.32	0.30
	14	0.46	0.39	0.33	0.28	0.26
	16	0.39	0.34	0.28	0.24	0.23

11.4.4 构造要求

网状配筋砖砌体构件的构造应符合下列规定。

(1) 网状配筋砖砌体中的体积配筋率不应小于0.1%，且不应大于1%。

(2) 采用钢筋网时，钢筋的直径宜采用3～4mm。

(3) 钢筋网中钢筋的间距，不应大于120mm，且不应小于30mm。

(4) 钢筋网的竖向间距，不应大于5皮砖，且不应大于400mm。

(5) 网状配筋砖砌体所用的砂浆强度等级不应低于M7.5；钢筋网应设置在砌体的水平灰缝中，灰缝厚度应保证钢筋上下至少各有2mm厚的砂浆层。



配有钢筋的砌体称为配筋砌体。配筋砌体可提高砌体结构的承载力，扩大其使用范围。配筋砌体包括配筋砖砌体和配筋砌块砌体，配筋砖砌体分网状配筋砖砌体和组合砖砌体，其中组合砖砌体可以在砖砌体外配置纵向钢筋加砂浆或混凝土面层形成组合砌体或者砖砌体与钢筋混凝土构造柱形成组合墙。本课题仅对网状配筋砖砌体的计算理论和计算方法进行了介绍。

课题 11.5 房屋的静力计算方案

11.5.1 房屋的空间工作性能

砌体结构房屋是由屋盖、楼盖、墙、柱、基础等主要承重构件组成的空间受力体系，共同承担作用在房屋上的各种竖向荷载(结构的自重，屋面、楼面的活荷载)、水平风荷载和地震作用。砌体结构房屋中仅墙、柱为砌体材料，因此墙、柱设计计算即成为本模块的两个主要方面的内容。墙体计算主要包括内力计算和截面承载力计算(或验算)。

计算墙体内力首先要确定其计算简图，也就是如何确定房屋的静力计算方案的问题。计算简图既要尽量符合结构实际受力情况，又要使计算尽可能简单。现以单层房屋为例，说明在竖向荷载(屋盖自重)和水平荷载(风荷载)作用下，房屋的静力计算是如何随房屋空



间刚度不同而变化的。

（1）情况一：如图 11.16 所示，为两端没有设置山墙的单层房屋，外纵墙承重，屋盖为装配式钢筋混凝土楼盖。该房屋的水平风荷载传递路线是风荷载→纵墙→纵墙基础→地基；竖向荷载的传递路线是屋面板→屋面梁→纵墙→纵墙基础→地基。

假定作用于房屋的荷载是均匀分布的，外纵墙的刚度是相等的，因此在水平荷载作用下整个房屋墙顶的水平位移是相同的。如果从其中任意取出一单元，则这个单元的受力状态将和整个房屋的受力状态一样。因此，可以用这个单元的受力状态来代表整个房屋的受力状态，这个单元称为计算单元。

在这类房屋中，荷载作用下的墙顶位移主要取决于纵墙的刚度，而屋盖结构的刚度只是保证传递水平荷载时两边纵墙位移相同。如果把计算单元的纵墙看做排架柱，把屋盖结构看做横梁，把基础看做柱的固定支座，屋盖结构和墙的连接点看做铰结点，则计算单元的受力状态就如同一个单跨平面排架，属于平面受力体系，其静力分析可采用结构力学的分析方法。

（2）情况二：如图 11.17 所示，为两端设置山墙的单层房屋。在水平荷载作用下，屋盖的水平位移受到山墙的约束，水平荷载的传递路线发生了变化。屋盖可以看做是水平方向的梁(跨度为房屋长度，梁高为屋盖结构沿房屋横向的跨度)，两端弹性支承在山墙上，而山墙可以看做竖向悬臂梁支承在基础上。因此，该房屋的水平风荷载传递路线如下。

风荷载 → 纵墙 → {纵墙基础; 屋盖结构 → 山墙 → 山墙基础} → 地基

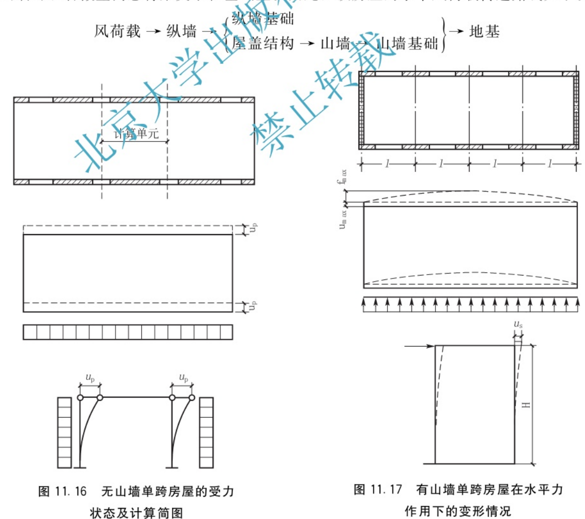


图 11.16　无山墙单跨房屋的受力状态及计算简图

图 11.17　有山墙单跨房屋在水平力作用下的变形情况

从上面的分析可以清楚地看出，这类房屋，风荷载的传递体系已经不是平面受力体系，而是空间受力体系。此时，墙体顶部的水平位移不仅与纵墙自身刚度有关，而且与屋盖结构水平刚度和山墙顶部水平方向的位移有关。

可以用空间性能影响系数 η 来表示房屋空间作用的大小。假定屋盖在水平面内是支承于横墙上的剪切型弹性地基梁，纵墙(柱)为弹性地基，由理论分析可以得到空间性能影响系数为

$$\eta=\frac{u_s}{u_p}=1-\frac{1}{\mathrm{ch}ks}\leqslant 1 \quad (11.22)$$

式中：u_s——考虑空间工作时，外荷载作用下房屋排架水平位移的最大值；

u_p——外荷载作用下，平面排架的水平位移值；

k——屋盖系统的弹性系数，取决于屋盖的刚度；

s——横墙的间距。

η 值越大，表明考虑空间作用后的排架柱顶最大水平位移与平面排架的柱顶位移越接近，房屋的空间作用越小；η 值越小，则表明房屋的空间作用越大。因此，η 又称为考虑空间作用后的侧移折减系数。由于按照相关理论来计算弹性系数 k 是比较困难的，为此，《砌体规范》采用半经验、半理论的方法来确定弹性系数 k：对于第一类屋盖，$k=0.03$；第二类屋盖，$k=0.05$；第三类屋盖，$k=0.065$。

横墙的间距 s 是影响房屋刚度和侧移大小的重要因素，不同横墙间距房屋的各层空间工作性能影响系数 η_i 可按表 11－4 查得。

此外，为了简便计算，《砌体规范》偏于安全地取多层房屋的空间性能影响系数 η_i 与单层房屋相同的数值，即按表 11－4 取用。

表 11－4 房屋各层的空间性能影响系数 η_i

屋盖或楼盖类别	横墙间距 s/m														
	16	20	24	28	32	36	40	44	48	52	56	60	64	68	72
1	—	—	—	—	0.33	0.39	0.45	0.50	0.55	0.60	0.64	0.68	0.71	0.74	0.77
2	—	0.35	0.45	0.54	0.61	0.68	0.73	0.78	0.82	—	—	—	—	—	—
3	0.37	0.49	0.60	0.68	0.75	0.81	—	—	—	—	—	—	—	—	—

注：i 取 $1\sim n$，n 为房屋的层数

11.5.2 房屋的静力计算方案

影响房屋空间性能的因素很多，除上述的屋盖刚度和横墙间距外，还有屋架的跨度、排架的刚度、荷载类型及多层房屋层与层之间的相互作用等。《砌体规范》为方便计算，仅考虑屋盖刚度和横墙间距两个主要因素的影响，按房屋空间刚度(作用)大小，将砌体结构房屋静力计算方案分为三种，如表 11－5 所示。

表 11－5 房屋的静力计算方案

屋盖或楼盖类别	刚性方案	刚弹性方案	弹性方案
整体式、装配整体式和装配式无檩体系钢筋混凝土屋盖或钢筋混凝土楼盖	$s<32$	$32\leqslant s\leqslant 72$	$s>72$

续表

屋盖或楼盖类别	刚性方案	刚弹性方案	弹性方案
装配式有檩体系钢筋混凝土屋盖、轻钢屋盖和有密铺望板的木屋盖或楼盖	$s<20$	$20\leqslant s\leqslant 48$	$s>48$
瓦材屋面的木屋盖和轻钢屋盖	$s<16$	$16\leqslant s\leqslant 36$	$s>36$

注:(1) 表中 s 为房屋横墙间距,其长度单位为 m。
(2) 当多层房屋的屋盖、楼盖类别不同或横墙间距不同时,可按本表规定分别确定各层(底层或顶部各层)房屋的静力计算方案。
(3) 对无山墙或伸缩缝无横墙的房屋,应按弹性方案考虑。

1. 刚性方案

房屋的空间刚度很大,在水平风荷载作用下,墙、柱顶端的相对位移 $u_s/H\approx 0$(H 为纵墙高度)。此时屋盖可看成纵向墙体上端的不动铰支座,墙柱内力可按上端有不动铰支承的竖向构件进行计算,这类房屋称为刚性方案房屋。

2. 弹性方案

房屋的空间刚度很小,即在水平风荷载作用下,墙顶的最大水平位移接近于平面结构体系,其墙柱内力计算应按不考虑空间作用的平面排架或框架计算,这类房屋称为弹性方案房屋。

3. 刚弹性方案

房屋的空间刚度介于上述两种方案之间,在水平风荷载作用下,纵墙顶端水平位移比弹性方案要小,但又不可忽略不计,其受力状态介于刚性方案和弹性方案之间,这时墙柱内力计算应按考虑空间作用的平面排架或框架计算,这类房屋称为刚弹性方案房屋。

有关计算表明,当房屋的空间性能影响系数 $\eta<0.33$ 时,可以近似按刚性方案计算;当 $\eta>0.77$ 时,按弹性方案计算是偏于安全的;当 $0.33<\eta<0.77$ 时,可按刚弹性方案计算。在设计多层砌体结构房屋时,不宜采用弹性方案,否则会造成房屋的水平位移较大,当房屋高度增大时,可能会因为房屋的位移过大而影响结构的安全。

11.5.3 刚性方案的计算简图

刚性方案分为单层和多层方案。

(1) 单层刚性方案的房屋:其计算模型为取房屋一开间的墙、柱,假定上端为不动铰支承于屋 盖,下端嵌固于基础的竖向构件,如图 11.18 所示。

(2) 多层刚性方案的房屋:在竖向荷载作用下,其计算模型为墙、柱在每层高度范围内两端铰接的竖向构件,如图 11.19(a)所示的竖向两端简支梁。在水平荷载作用下,墙、柱可视为竖向连续梁,如图 11.19(b)所示。

11.5.4 《砌体规范》对横墙的要求

由上面的分析可知,房屋墙、柱的静力计算方案是根据房屋空间刚度的大小确定的,而房屋的空间刚度则由两个主要因素确定,一是房屋中屋(楼)盖的类别;二是房屋中横墙

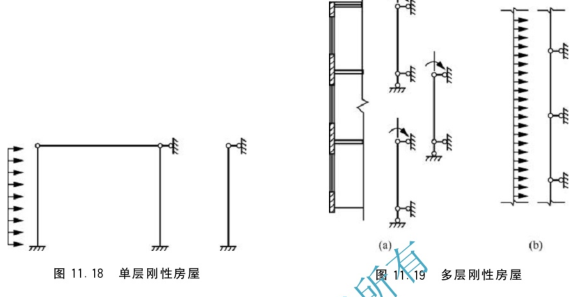


图 11.18 单层刚性房屋　　图 11.19 多层刚性房屋

间距及其刚度的大小。因此作为刚性和刚弹性方案房屋的横墙，《砌体规范》规定应符合下列要求。

(1) 横墙中开有洞口时，洞口的水平截面面积不应超过横墙水平全截面面积的 50%。

(2) 横墙的厚度不宜小于 180mm。

(3) 单层房屋的横墙长度不宜小于其高度，多层房屋的横墙长度不宜小于 $H/2$(H 为横墙总高度)。

当横墙不能同时符合上述要求时，应对横墙的刚度进行验算。如其最大水平位移值 $u_{max} \leqslant H/4000$(H 为横墙总高度)时，仍可视作刚性和刚弹性方案房屋的横墙；凡符合此刚度要求的一段横墙或其他结构构件(如框架等)，也可以视作刚性或刚弹性方案房屋的横墙。横墙在水平集中力作用下产生剪切变形(u_v)和弯曲变形(u_b)，故总水平位移由两部分组成。对于单层单跨房屋，如纵墙受均布风荷载作用，且当横墙上门窗洞口的水平截面面积不超过其水平全截面面积的 75%时，横墙顶点的最大水平位移 u_{max} 可按下式计算，如图 11.20 所示。

$$P_1 = \frac{n}{2}P \tag{11.23}$$

$$u_{max} = u_v + u_b = \frac{P_1 H^3}{3EI} + \frac{\tau}{G}H = \frac{nPH^3}{6EI} + \frac{2.5nPH}{EA} \tag{11.24}$$

式中：P_1——作用于横墙顶端的水平集中荷载，$P_1 = nP/2$，且 $P = W + R$；

n——与该横墙相邻的两横墙间的开间数；

W——由屋面风荷载折算为每个开间柱顶处的水平集中风荷载；

R——假定排架无侧移时，作用在纵墙上均布风荷载所求出的每个开间柱顶的反力；

H——横墙总高度；

E——砌体的弹性模量；

I——横墙的惯性矩，考虑转角处有纵墙共同工作时按 I 型或[型截面计算，但从横墙中心线算起的翼缘宽度每边取 $b_f = 0.3H$；

τ——横墙水平截面上的剪应力，$\tau=\dfrac{P}{\xi A}$；

ξ——剪应力分布不均匀和墙体洞口影响的折算系数，近似取0.5；

A——横墙毛截面面积；

G——砌体的剪变模量，$G=\dfrac{E}{2(1+\mu)}$。

多层房屋也可以仿照上述方法进行计算

$$u_{\max}=u_{\mathrm{v}}+u_{\mathrm{b}}=\frac{n}{6EI}\sum_{i=1}^{m}P_iH_i^3+\frac{2.5n}{EA}\sum_{i=1}^{m}P_iH_i \tag{11.25}$$

式中：m——房屋总层数；

P_i——假定每开间框架各层均为不动铰支座时，第 i 层的支座反力；

H_i——第 i 层楼面至基础上顶面的高度。

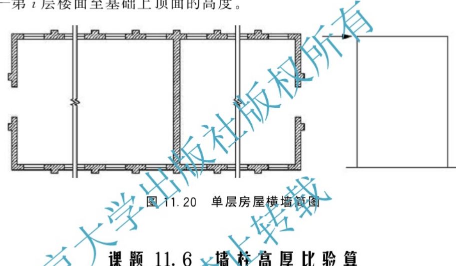


图11.20 单层房屋横墙简图

课题11.6 墙柱高厚比验算

砌体结构房屋中的墙、柱均是受压构件，除了应满足承载力的要求外，还必须保证其稳定性，《砌体规范》规定：用验算墙、柱高厚比的方法来保证墙、柱的稳定性。

11.6.1 墙柱的计算高度

对墙、柱进行承载力计算或验算高厚比时所采用的高度，称为计算高度。它是由墙、柱的实际高度 H，并根据房屋类别和构件两端的约束条件来确定的。按照弹性稳定理论分析结果，并为了偏于安全，《砌体规范》规定，受压构件的计算高度 H_0 可按表11-6采用。

表11-6 受压构件的计算高度 H_0

房屋类型			柱		带壁柱墙或周边拉结的墙		
			排架方向	垂直排架方向	$s>2H$	$2H\geq s>H$	$s\leq H$
有吊车的单层房屋	变截面柱上段	弹性方案	$2.5H_u$	$1.25H_u$	$2.5H_u$		
		刚性、刚弹性方案	$2.0H_u$	$1.25H_u$	$2.0H_u$		
	变截面柱下段		$1.0H_l$	$0.8H_l$	$1.0H_l$		

续表

房屋类型			柱		带壁柱墙或周边拉结的墙		
			排架方向	垂直排架方向	$s>2H$	$2H\geqslant s>H$	$s\leqslant H$
无吊车的单层房屋和多层房屋	单跨	弹性方案	$1.5H$	$1.0H$	$1.5H$		
		刚弹性方案	$1.2H$	$1.0H$	$1.2H$		
	多跨	弹性方案	$1.25H$	$1.0H$	$1.25H$		
		刚弹性方案	$1.10H$	$1.0H$	$1.10H$		
	刚性方案		$1.0H$	$1.0H$	$1.0H$	$0.4s+0.2H$	$0.6s$

注：(1) 表中 H_u 为变截面柱的上段高度；H_l 为变截面柱的下段高度。

(2) 对于上端为自由端的构件，$H_0=2H$。

(3) 对独立柱，当无柱间支撑时，柱在垂直排架方向的 H_0 应按表中数值乘以 1.25 后采用。

(4) s 为房屋横墙间距。

(5) 自承重墙的计算高度应根据周边支承或拉接条件确定。

(6) 表中的构件高度 H 应按下列规定采用：在房屋底层，为楼板顶面到构件下端支点的距离，下端支点的位置可取在基础顶面，当埋置较深且有刚性地坪时，可取室外地面下 500mm 处；在房屋的其他层，为楼板或其他水平支点间的距离；对于无壁柱的山墙，可取层高加山墙尖高度的 1/2；对于带壁柱山墙可取壁柱处山墙的高度。

对有吊车的房屋，当荷载组合不考虑吊车作用时，变截面柱上段的计算高度可按表 11－6 规定采用；变截面柱下段的计算高度应按下列规定采用(本规定也适用于无吊车房屋的变截面柱)。

(1) 当 $H_u/H\leqslant 1/3$ 时，取无吊车房屋的 H_0。

(2) 当 $1/3<H_u/H\leqslant 1/2$ 时，取无吊车房屋的 H_0 乘以修正系数 μ；其中 $\mu=1.3-0.3I_u/I_l$，I_u 为变截面柱上段的惯性矩，I_l 为变截面柱下段的惯性矩。

(3) 当 $H_u/H\geqslant 1/2$ 时，取无吊车房屋的 H_0；但在确定 β 值时，应采用上柱截面。

11.6.2 高厚比的影响因素

影响墙、柱允许高厚比$[\beta]$的因素比较复杂，难以用理论推导的公式来计算，《砌体规范》规定的限值是综合考虑以下各种因素确定的。

1. 砂浆强度等级

砂浆强度直接影响砌体的弹性模量，而砌体弹性模量的大小又直接影响砌体的刚度。所以砂浆强度是影响允许高厚比的重要因素。砂浆强度愈高，允许高厚比亦相应增大。

2. 砌体类型

毛石墙比一般砌体墙刚度差，允许高厚比要降低，而组合砌体由于钢筋混凝土的刚度好，允许高厚比可提高。

3. 横墙间距

横墙间距愈小，墙体稳定性和刚度愈好；横墙间距愈大，墙体稳定性和刚度愈差。高厚比验算时用改变墙体的计算高度来考虑这一因素，柱子没有横墙联系，其允许高厚比应

比墙小些。这一因素，在计算高度和相应高厚比的计算中考虑。

4. 砌体截面刚度

砌体截面惯性矩较大，稳定性则好。当墙上门窗洞口削弱较多时，允许高厚比值降低，可以通过有门窗洞口墙允许高厚比的修正系数来考虑此项影响。

5. 构造柱间距及截面

构造柱间距愈小，截面愈大，对墙体的约束愈大，因此墙体稳定性愈好，允许高厚比可提高，可通过修正系数来考虑。

6. 支承条件

刚性方案房屋的墙柱在屋盖和楼盖支承处假定为不动铰支座，刚性好；而弹性和刚弹性房屋的墙柱在屋(楼)盖处侧移较大，稳定性差。验算时用改变其计算高度来考虑这一因素。

7. 构件重要性和房屋使用情况

对次要构件，如自承重墙允许高厚比可以增大，通过修正系数考虑；对于使用时有振动的房屋则应酌情降低。

11.6.3 允许高厚比及其修正

墙、柱高厚比的允许极限值称允许高厚比，用[β]表示，可按表 11-7 采用。需要指出，[β]值与墙、柱砌体材料的质量和施工技术水平等因素有关，随着科学技术的进步，在材料强度日益增高，砌体质量不断提高的情况下，[β]值将有所增大。

表 11-7 墙、柱允许高厚比[β]值

砌体类型	砂浆强度等级	墙	柱
无筋砌体	M2.5	22	15
	M5.0 或 Mb5.0、Ms5.0	24	16
	≥M7.5 或 Mb7.5、Ms7.5	26	17
配筋砌块砌体	—	30	21

注：(1) 毛石墙、柱允许高厚比应按表中数值降低 20%。

(2) 带有混凝土或砂浆面层的组合砖砌体构件的允许高厚比，可按表中数值提高 20%，但不得大于 28。

(3) 验算施工阶段砂浆尚未硬化的新砌砌体构件高厚比时，允许高厚比对墙取 14，对柱取 11。

自承重墙是房屋中的次要构件，且仅有自重作用。根据弹性稳定理论，对用同一材料制成的等高、等截面杆件，当两端支承条件相同，且仅受自重作用时失稳的临界荷载比上端受有集中荷载的要大，所以自承重墙的允许高厚比的限值可适当放宽，即[β]可乘以一个大于 1 的修正系数 μ_1。对于厚度 $h \leqslant 240$mm 的自承重墙，μ_1 的取值分别如下：①当 $h=240$mm 时，$\mu_1=1.2$；②当 $h=180$mm 时，$\mu_1=1.32$；③当 $h=120$mm 时，$\mu_1=1.44$；④当 $h=90$mm 时，$\mu_1=1.5$。

上端为自由端墙的允许高厚比，除按上述规定提高外，尚可再提高30%；对厚度小于90mm的墙，当双面用不低于M10的水泥砂浆抹面，包括抹面层的墙厚不小于90mm时，可按墙厚等于90mm验算高厚比。

对有门窗洞口的墙，允许高厚比$[\beta]$，按表11－7所列数值乘以修正系数μ_2，μ_2可按下式计算

$$\mu_2 = 1 - 0.4\frac{b_s}{s} \tag{11.26}$$

式中：b_s——在宽度s范围内的门窗洞口总宽度，如图11.21所示。

s——相邻窗间墙或壁柱之间的距离。

当计算的μ_2值小于0.7时，应采用0.7；当洞口高度等于或小于墙高的1/5时，取$\mu_2=1.0$；当洞口高度大于或等于墙高的4/5时，可按独立墙段验算高厚比。

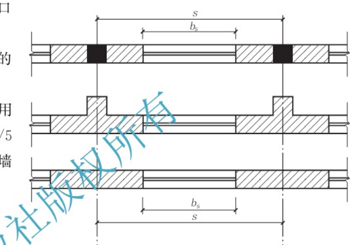


图11.21 门窗洞口宽度示意图

11.6.4 墙柱高厚比验算

1. 一般墙柱高厚比验算

一般墙柱高厚比验算公式为

$$\beta = \frac{H_0}{h} \leqslant \mu_1 \mu_2 [\beta] \tag{11.27}$$

式中：H_0——墙、柱的计算高度，按表11－6取用；

h——墙厚或矩形柱与相对应的边长；

μ_1——自承重墙允许高厚比的修正系数，按前述规定采用；

μ_2——有门窗洞口的墙允许高厚比修正系数，按前述规定采用；

$[\beta]$——墙、柱允许高厚比，按表11－7取用。

2. 带壁柱墙的高厚比验算

1）整片墙高厚比验算

$$\beta = \frac{H_0}{h_T}\mu_1 \mu_2 [\beta] \tag{11.28}$$

式中：h_T——带壁柱墙截面的折算厚度，$h_T=3.5i$；

i——带壁柱墙截面的回转半径，$i=\sqrt{I/A}$；I、A分别为带壁柱墙截面的惯性矩和截面面积。

《砌体规范》规定，当确定带壁柱墙的计算高度H_0时，s应取相邻横墙间距。在确定截面回转半径i时，带壁柱墙的计算截面翼缘宽度b_f可按下列规定采用(取小值)。

(1) 多层房屋，当有门窗洞口时，可取窗间墙宽度；当无门窗洞口时，每侧翼墙宽度可取壁柱高度的1/3。

(2) 单层房屋，可取壁柱宽加 2/3 墙高，但不大于窗间墙宽度和相邻壁柱间距离。

(3) 计算带壁柱墙的条形基础时，可取相邻壁柱间的距离。

2) 壁柱间墙的高厚比验算

壁柱间墙的高厚比可按无壁柱墙公式进行验算。此时可将壁柱视为壁柱间墙的不动铰支座。因此计算 H_0 时，s 应取相邻壁柱间距离，而且不论带壁柱墙体的房屋的静力计算采用何种计算方案，H_0 一律按表 11-6 中的刚性方案取用。

3. 带构造柱墙高厚比验算

墙中设钢筋混凝土构造柱时，可提高墙体使用阶段的稳定性和刚度。但由于在施工过程中大多数是先砌墙后浇筑构造柱，所以应采取措施，保证构造柱墙在施工阶段的稳定性。

1) 整片墙高厚比验算

$$\beta = \frac{H_0}{h_T} \leqslant \mu_1 \mu_2 \mu_c [\beta] \tag{11.29}$$

式中：μ_c——带构造柱墙在使用阶段的允许高厚比提高系数，按下式计算。

$$\mu_c = 1 + \gamma \frac{b_c}{l} \tag{11.30}$$

式中：γ——系数，对细料石、半细料石砌体取 $\gamma=0$，对混凝土砌块、粗料石、毛料石及毛砌体取 $\gamma=1.0$，其他砌体取 $\gamma=1.5$；

b_c——构造柱沿墙长方向的宽度；

l——构造柱间距。

当确定 H_0 时取相邻横墙间距。

为与组合砖墙承载力计算相协调，规定：当 $b_c/l>0.25$ 时，取 $b_c/l=0.25$；当 $b_c/l<0.05$ 时，取 $b_c/l=0$，表明构造柱间距过大，对提高墙体稳定性和刚度的作用已很小，考虑构造柱有利作用的高厚比验算不适用于施工阶段，此时，对施工阶段直接取 $\mu_c=1.0$。

2) 构造柱间墙的高厚比验算

构造柱间墙的高厚比可按一般墙柱进行验算。此时可将构造柱视为壁柱间墙的不动铰支座。因此计算 H_0 时，s 应取相邻构造柱间距离，而且不论带壁柱墙体的房屋的静力计算采用何种计算方案，H_0 一律按表 11-6 中的刚性方案取用。

《砌体规范》规定设有钢筋混凝土圈梁的带壁柱墙或带构造柱墙，当 $b/s \geqslant 1/3$ 时，圈梁可视作壁柱间墙或构造柱间墙的不动铰支点(b 为圈梁宽度)。这是由于圈梁的水平刚度较大，能够限制壁柱间墙体或构造柱间墙的侧向变形的缘故。如果墙体条件不允许增加圈梁的宽度，可按墙体平面外等刚度原则增加圈梁高度，以满足壁柱间墙或构造柱间墙不动铰支点的要求。



某单层房屋层高为 4.5m，砖柱截面为 490mm×370mm，采用 M5.0 混合砂浆砌筑，房屋的静力计算方案为刚性方案。试验算此砖柱的高厚比。

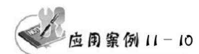
【解】

查表 11-6 得 $H=1.0H_0=(4500+500)\text{mm}=5000\text{mm}$(500mm 为单层砖柱从室内地坪到基础顶面的距离)。查表 11-7 得 $[\beta]=16$，则

$$\beta = H_0/h = 5000/370 \approx 13.5 < [\beta] = 16$$

故高厚比满足要求。

【案例点评】 本案例是常见的一般墙柱的高厚比的验算，对这种类型的构件的高厚比验算要重点注意计算高度的确定。



应用案例 11-10

某单层单跨无吊车的仓库，柱间距离为 4m，中间开宽为 1.8m 的窗，车间长 40m，屋架下弦标高为 5m，壁柱为 370mm×490mm，墙厚为 240mm，房屋的静力计算方案为刚弹性方案。试验算带壁柱墙的高厚比。

图 11.22 应用案例 11-10 图

【解】

带壁柱墙采用窗间墙截面，如图 11.22 所示。

(1) 求壁柱截面的几何特征。

$$A = (240 \times 2200 + 370 \times 250)\text{mm}^2 = 620500\text{mm}^2$$

$$y_1 = \left[\frac{240 \times 2200 \times 120 + 250 \times 370 \times \left(240 + \dfrac{250}{2}\right)}{620500}\right]\text{mm} \approx 156.5\text{mm}$$

$$y_2 = (240 + 250 - 156.5)\text{mm} = 333.5\text{mm}$$

$$I = [(1/12) \times 2200 \times 240^3]\text{mm}^4 + [2200 \times 240 \times (156.5 - 120)^2]\text{mm}^4 + [(1/12) \times 370 \times 250^3]\text{mm}^4 + [370 \times 250 \times (333.5 - 125)^2]\text{mm}^4 \approx (7.74 \times 10^9)\text{mm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{7.74 \times 10^9}{620500}}\text{mm} \approx 111.7\text{mm}$$

$$h_T = 3.5i = (3.5 \times 111.7)\text{mm} \approx 391\text{mm}$$

(2) 确定计算高度。

$H=(5000+500)\text{mm}=5500\text{mm}$(式中 500mm 为壁柱下端嵌固处至室内地坪的距离)。查表 11-6，得 $H_0=1.2H=(1.2\times5500)\text{mm}=6600\text{mm}$。

(3) 整片墙高厚比验算。采用 M5 混合砂浆时，查表 11-7 得 $[\beta]=24$。开有门窗洞口时，$[\beta]$ 的修正系数 μ_2 为

$$\mu_2 = 1 - 0.4\frac{b_s}{s} = 1 - 0.4 \times (1800/4000) = 0.82$$

承重墙允许高厚比修正系数 $\mu_1=1$，则

$$\beta = \frac{H_0}{h} \approx \frac{6600}{391} = 16.9 < \mu_1\mu_2[\beta] = 0.82 \times 24 = 19.68$$

(4) 壁柱之间墙体高厚比的验算。

$s=4000<H=5500\text{mm}$，查表 11-6 得 $H_0=0.6s=(0.6\times4000)\text{mm}=2400\text{mm}$，则

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{2400}{240} = 10 < \mu_1\mu_2[\beta] = 0.82 \times 24 = 19.68$$

【案例点评】 本案例是常见的带壁柱墙高厚比的验算，对这种类型的构件高厚比验算要重点注意对带整片墙验算，同时又要对壁柱间墙进行验算。



课题 11.7 刚性方案房屋的计算

11.7.1 单层刚性方案房屋计算

1. 单层房屋承重纵墙的计算

1）静力计算假定

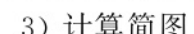
刚性方案的单层房屋，由于其屋盖刚度较大，横墙间距较密，其水平变位可不计，内力计算时有以下基本假定。

（1）纵墙、柱下端与基础固结，上端与大梁（屋架）铰接。

（2）屋盖刚度等于无限大，可视为墙、柱在水平方向上为不动铰支座。

2）计算单元

计算单层房屋承重纵墙时，一般选择有代表性的一段或荷载较大及截面较弱的部位作为计算单元。有门窗洞口的外纵墙，取一个开间为计算单元，无门窗洞口的纵墙，取1m长的墙体为计算单元。其受荷宽度为该墙左右各1/2的开间宽度。



3）计算简图

计算简图如图11.23所示。

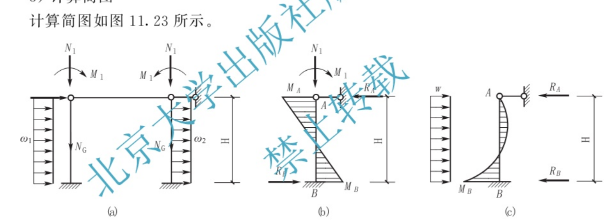


图 11.23 单层刚性方案房屋

（a）计算简图；（b）屋盖荷载作用下的内力；（c）风荷载作用下的内力

4）纵墙、柱的荷载

（1）屋面荷载：屋面荷载包括屋盖构件自重、屋面活荷载或雪荷载，这些荷载以集中力（N_1）的形式通过屋架或大梁作用于墙、柱顶部。对屋架，其作用点一般距墙体中心线150mm；对屋面梁，N_1距墙体边缘的距离为$0.4a_0$，则其偏心距$e_1=h/2-0.4a_0$，a_0为梁端的有效支承长度，因此，作用于墙顶部的屋面荷载通常由轴向力（N_1）和弯矩（$M_1=N_1e_1$）组成。

（2）风荷载：包括作用于屋面上和墙面上的风荷载，屋面上（包括女儿墙上）的风荷载可简化为作用于墙、柱顶部的集中荷载W，作用于墙面上的风荷载为均布荷载ω。

（3）墙体荷载：墙体荷载（N_G）包括砌体自重、内外墙粉刷和门窗等自重，作用于墙体轴线上。等截面柱（墙）不产生弯矩，若为变截面则上柱（墙）自重对下柱产生弯矩。

5）内力计算

（1）在屋盖荷载作用下的内力计算。在屋盖荷载作用下，该结构可按一次超静定结构

计算内力，其计算结果为

$$R_A = -R_B = -\frac{3M_1}{2H} \tag{11.31}$$

$$M_A = M_1,\ M_B = -\frac{M_1}{2} \tag{11.32}$$

$$N_A = N_1,\ N_B = N_1 + N_G \tag{11.33}$$

(2) 在风荷载作用下的内力计算。由于由屋面风荷载作用下产生的集中力 W，将由屋盖传给山墙再传到基础，因此计算时将不予考虑，而仅仅只考虑墙面风荷载 ω，即

$$R_A = \frac{3}{8}\omega H, R_B = \frac{5}{8}\omega H \tag{11.34}$$

$$M_B = \frac{1}{8}\omega H^2 \tag{11.35}$$

$$M_x = \frac{\omega H x}{8}\left(3 - 4\frac{x}{H}\right) \tag{11.36}$$

在离上端 x 处弯矩为

$$x = \frac{3}{8}H \text{ 时，} M_{max} = -\frac{9}{128}\omega H^2 \tag{11.37}$$

对迎风面，$\omega = \omega_1$；对背风面，$\omega = \omega_2$。

6) 墙、柱控制截面与内力组合

控制截面为内力组合最不利处，一般指梁的底面、窗顶面和窗台处，其组合有：M_{max} 与相应的 N 和 V；M_{min} 与相应的 N 和 V；M_{max} 与相应的 M 和 V；M_{min} 与相应的 M 和 V。

2. 单层房屋承重横墙的计算

单层刚性方案房屋采用横墙承重时，可将屋盖视为横墙的不动铰支座，其计算与承重纵墙相似。

11.7.2 多层刚性方案房屋计算

1. 多层房屋承重纵墙的计算

1) 计算单元

在进行多层房屋纵墙的内力及承载力计算时，通常选择有代表性的一段或荷载较大及截面较弱的部位作为计算单元。计算单元的受荷宽度为 $(l_1 + l_2)/2$，如图 11.24 所示。一般情况下，对有门窗洞口的墙体，计算截面宽度取窗间墙宽度，对无门窗洞口的墙体，计算截面宽度取 $(l_1 + l_2)/2$。对无门窗洞口且受均布荷载的墙体，取 1m 宽的墙体计算。

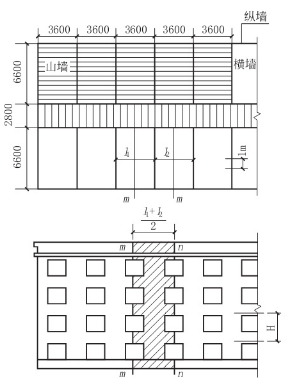


图 11.24 多层刚性方案房屋计算单元

2) 计算简图

(1) 竖向荷载作用下墙体的计算简图。对多层民用建筑，在竖向荷载作用下，多层房屋的墙体相当于一竖向连续梁。由于楼盖嵌砌在墙

体内，使墙体在楼盖处被削弱，使此处墙体所能传递的弯矩减小，可假定墙体在各楼盖处均为不连续的铰支承，如图11.25(a)所示。在刚性方案房屋中，墙体与基础连接的截面竖向力较大，弯矩值较小，偏心受压可按轴心受压计算，结果相差很小，为简化计算，也假定墙铰支于基础顶面，如图11.25(b)所示，因此在竖向荷载作用下，多层砌体房屋的墙体可假定为以楼盖和基础为铰支的多跨简支梁。计算每层内力时，分层按简支梁分析墙体内力，其计算高度等于每层层高，底层计算高度要算至基础顶面。

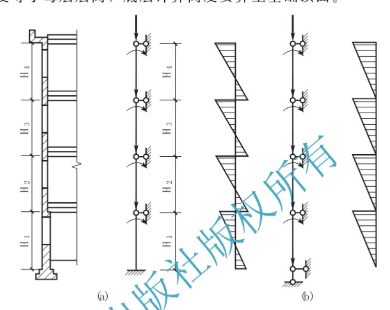


图 11.25　外纵墙竖向荷载作用下的计算简图

因此，竖向荷载作用下多层刚性方案房屋的计算原则如下。

① 上部各层荷载沿上一层墙体的截面形心传至下层。

② 在计算某层墙体弯矩时，要考虑梁、板支承压力对本层墙体产生的弯矩，当本层墙体与上层墙体形心不重合时，要考虑上层墙体传来的荷载对本层墙体产生的弯矩，其荷载作用点如图11.26所示。

③ 每层墙体的弯矩按三角形变化，上端弯矩最大，下端为零。

(2) 水平荷载作用下墙体的计算简图。作用于墙体上的水平荷载是指风荷载，在水平风载作用下，纵墙可按连续梁分析其内力，其计算简图如图11.27所示。

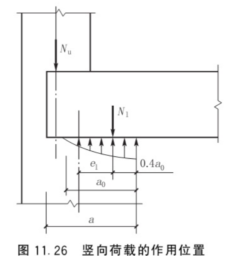


图 11.26　竖向荷载的作用位置

N_u—上层墙体传来的竖向荷载；

N_l—本层楼盖传来的竖向荷载

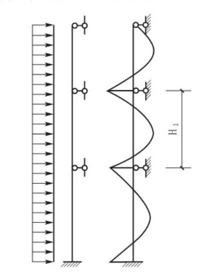


图 11.27　水平荷载作用下纵墙计算简图

由风荷载引起的纵墙的弯矩可近似按下式计算

$$M=\frac{1}{12}\omega H_i^2 \tag{11.38}$$

式中：ω——计算单元内，沿每米墙高的风荷载设计值；

H_i——第 i 层墙高。

在迎风面，风荷载表现为压力；在背风面，风荷载表现为吸力。

在一定条件下，风荷载在墙截面中产生的弯矩很小，对截面承载力影响不显著，因此风荷载引起的弯矩可以忽略不计。《砌体规范》规定：刚性方案多层房屋的外墙符合下列要求时，静力计算可不考虑风荷载的影响。

① 洞口水平截面面积不超过全截面面积的2/3。

② 层高和总高度不超过表11-8的规定。

③ 屋面自重不小于0.8kN/m²。

表11-8 刚性方案多层房屋外墙不考虑风荷载影响时的最大高度

基本风压值/(kN/m²)	层高/m	总高/m
0.4	4.0	28
0.5	4.0	24
0.6	4.0	18
0.7	3.5	18

对于多层砌块房屋190mm厚的外墙，当层高不大于2.8m，总高不大于19.6m，基本风压不大于0.7kN/m²时，可不考虑风荷载的影响。

3）控制截面内力与截面承载力验算

对于多层砌体房屋，若每一层墙体的截面与材料强度都相同，则只需验算底层墙体承载力；若有截面或材料强度的变化，则还需要验算变截面处墙体的承载力。对于梁下支承处，还应进行局部受压承载力验算。

每层墙体的控制截面有：楼盖大梁底面处、窗口上边缘处、窗口下边缘处、下层楼盖大梁底面处，如图11.28所示。

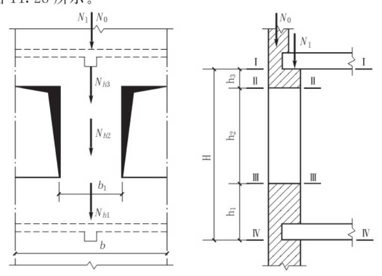


图11.28 控制截面内力

求出墙体最不利截面的内力后，按受压构件承载力计算公式进行截面承载力验算。

2. 多层刚性方案房屋承重横墙的计算

横墙承重的房屋，横墙间距一般较小，所以通常属于刚性方案房屋。房屋的楼盖和屋盖均可视为横墙的不动铰支座，其计算简图如图 11.29 所示。

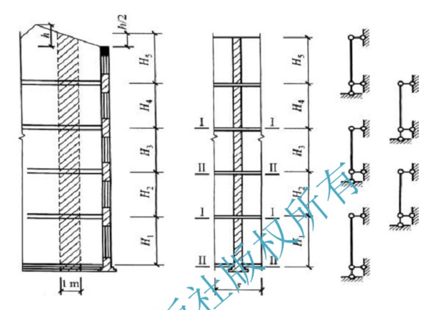


图 11.29 多层刚性方案房屋承重横墙的计算简图

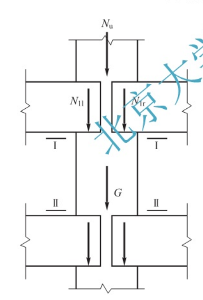


图 11.30 横墙上作用的荷载

1）计算单元与计算简图

一般沿墙长取 1m 宽为计算单元，每层横墙视为两端为不动铰接的竖向构件，构件高度为每层层高，顶层若为坡屋顶，则构件高度取顶层层高加上山尖高度 h 的平均值，底层算至基础顶面或室外地面以下 500mm 处。

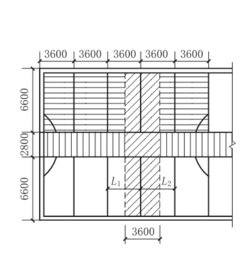
2）内力分析要点

作用在横墙上的本层楼盖荷载或屋盖荷载的作用点均作用于距墙边 $0.4a_0$ 处。若横墙两侧开间相差不大，则视横墙为轴心受压构件；若相差悬殊或只是一侧承受楼盖传来的荷载，则横墙为偏心受压构件。

承重横墙的控制截面一般取该层墙体截面Ⅱ—Ⅱ，如图 11.30 所示，此处的轴向力最大。

应用案例 11-11

某四层教学楼部分平面图、剖面图如图 11.31 所示，横墙间距 18m，采用预制钢筋混凝土空心楼板，外墙厚 370mm，内纵墙及横墙厚 240mm，隔墙厚 120mm，底层墙高 4.85m(取至基础顶面)，二层至四层墙高 3.3m，女儿墙高 0.9m，MU10 砖，M5 混合砂浆，纵墙上窗洞宽 1800mm，高 1.8m(底层为 2.1m)，门洞宽 1000mm，高 2.1m。试验算纵墙承载力。



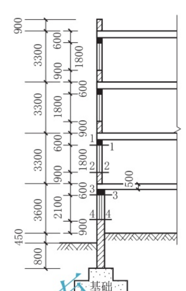


图 11.31 应用案例 11-11 图

【解】

(1) 荷载的确定。

① 屋面荷载。

屋面恒载标准值(包括防水层、水泥砂浆找平层、焦渣混凝土找坡层、空心板及灌缝重、天棚抹灰、吊顶)为

$$g_{k1} = 7.5\text{kN/m}^2$$

屋面活载标准值为

$$q_{k1} = 0.5\text{kN/m}^2$$

② 楼面荷载。

楼面恒载标准值(包括细石混凝土面层、空心板及灌缝重、天棚抹灰、吊顶)为

$$g_{k2} = 3.5\text{kN/m}^2$$

楼面活荷载标准值为

$$q_{k2} = 2.0\text{kN/m}^2$$

③ 构件自重。

楼面梁自重标准值(含 15mm 厚粉刷面层)为

$$[25 \times 0.25 \times 0.5 + 20 \times 0.015 \times (2 \times 0.5 + 0.25)]\text{kN/m} = 3.5\text{kN/m}$$

墙体标准值：240mm 墙(双面粉刷)标准值为 5.24kN/m^2；370mm 墙(双面粉刷)标准值为 7.62kN/m^2；钢框玻璃窗自重(按窗框面积计算)标准值为 0.45kN/m^2。

由于梁的从属面积为$(6.6\times3.6)\text{m}^2 = 23.76\text{m}^2 < 50\text{m}^2$，故活荷载不折减。

同时，依据表 11-8，本工程外纵墙不考虑风荷载影响。

(2) 纵墙承载力验算。

① 计算单元。

取一个开间宽度的纵墙为计算单元，其受荷面积为$(3.6\times3.3)\text{m}^2 = 11.88\text{m}^2$，由于内纵墙的受力情况较外纵墙好，所以只需验算外纵墙的承载力。

② 选择计算截面。

二、三、四层为带壁柱墙，墙厚为 240mm，壁柱截面为 370mm×370mm，采用 MU10 砖、

M5混合砂浆砌筑。选择第二层的1—1、2—2截面，以及第一层的3—3、4—4截面分别进行承载力验算。

以下仅以第二层的1—1、2—2截面为例说明承载力验算方法。

第二层墙的计算截面面积为

$$A_2 = (1.8 \times 0.24 + 0.37 \times 0.13)\text{m}^2 \approx 0.48\text{m}^2$$

③ 荷载计算。

计算单元的荷载标准值如下。

a. 女儿墙自重(厚240mm，高0.9m，双面粉刷)的标准值为

$$(5.24 \times 0.9 \times 3.6)\text{kN} \approx 17\text{kN}$$

b. 二、三、四层每层墙体自重(窗户尺寸1.8×2.1)的标准值为

$$[0.45 \times 1.8 \times 1.8 + 5.24 \times (3.3 \times 3.6 - 1.8 \times 1.8) + 7.62 \times 3.6 \times 0.13]\text{kN} \approx 50\text{kN}$$

c. 屋面传来的竖向永久荷载标准值(含屋面梁自重)为

$$[7.5 \times 3.6 \times (3.3 - 0.12) + 3.5 \times 3.3]\text{kN} \approx 97.4\text{kN}$$

d. 屋面传来的竖向可变荷载标准值为

$$[0.5 \times 3.6 \times (3.3 - 0.12)]\text{kN} \approx 5.7\text{kN}$$

e. 楼面传来的竖向荷载

三、四层每层(含楼面梁)永久荷载标准值为

$$[3.5 \times 3.6 \times (3.3 - 0.12) + 3.5 \times 3.3]\text{kN} \approx 51.6\text{kN}$$

三、四层每层(含楼面梁)可变荷载标准值为

$$[2 \times 3.6 \times (3.3 - 0.12)]\text{kN} \approx 22.90\text{kN}$$

④ 内力计算。

首先对二层墙体的内力进行计算。

a. 上层墙体传来的轴心荷载标准值为

$$N_{uk} = (17 + 97.4 + 5.7 + 50 \times 2 + 51.6 + 22.9)\text{kN} = 294.6\text{kN}$$

b. 三层楼面梁传来的偏心荷载标准值为

$$N_{lk} = (51.6 + 22.9)\text{kN} = 74.5\text{kN}$$

c. 三层楼面梁传来的偏心荷载标准值

可变荷载控制时

$$N_{3l} = (1.2 \times 51.6 + 1.4 \times 22.9)\text{kN} = 93.98\text{kN}$$

永久荷载控制时

$$G_{3l} = (1.35 \times 51.6 + 1.4 \times 0.7 \times 22.9)\text{kN} \approx 92.10\text{kN}$$

因此三层楼面梁传来的偏心荷载设计值取N_3=93.98kN。

d. 1—1截面以上二层墙体自重为

$$G_{2h3} = [5.24 \times 3.6 \times 0.6 + 7.62 \times (0.6 - 0.5) \times 0.13]\text{kN} \approx 11.4\text{kN}$$

形心位置

$$y_1 = 139\text{mm},\ y_2 = 231\text{mm},\ h_T = 243\text{mm}$$

对1—1截面

$$N_{1k} = N_{uk} + N_{lk} + G_{2h3} = (294.6 + 74.5 + 11.4)\text{kN} = 380.5\text{kN}$$

由MU10的砖和M5的砂浆砌筑而成的砌体，其抗压强度设计值f=1.50MPa，已知梁高h_c=500mm，则梁的有效支承长度为

$$a_0 = 10\sqrt{\frac{h_c}{f}} = 10\sqrt{\frac{500}{1.5}}\text{mm} \approx 183\text{mm} < a = 370\text{mm}$$

三层楼面荷载作用于墙体的偏心距为

$$e_{l3} = y_2 - 0.4a_0 = (231 - 0.4 \times 183)\text{mm} \approx 158\text{mm}$$

1—1 截面弯矩设计值为

$$M_1 = (93.98 \times 0.158 \times 3.2/3.3)\text{kN}\cdot\text{m} \approx 14.4\text{kN}\cdot\text{m}$$

e. 2—2 截面以上本层窗间墙和窗重为

$$G_{2h2} = (0.45 \times 1.8 \times 1.8 + 5.24 \times 1.8 \times 1.8)\text{kN} \approx 18.4\text{kN}$$

$$N_{2k} = N_{1k} + G_{2h2} = (380.5 + 18.4)\text{kN} = 398.9\text{kN}$$

2—2 截面弯矩设计值为

$$M_2 = (93.98 \times 0.158 \times 1.4/3.3)\text{kN}\cdot\text{m} \approx 6.3\text{kN}\cdot\text{m}$$

f. 由荷载设计产生的内力分别如下

可变荷载控制时

$$N_1 = [1.2 \times (17 + 97.4 + 50 \times 2 + 51.6 \times 2 + 11.4) + 1.4 \times (5.7 + 22.9 \times 2)]\text{kN}$$
$$= (1.2 \times 329 + 1.4 \times 51.5)\text{kN} = 466.9\text{kN}$$

永久荷载控制时

$$N_1 = [1.35 \times (17 + 97.4 + 50 \times 2 + 51.6 \times 2 + 11.4) + 1.4 \times 0.7 \times (5.7 + 22.9 \times 2)]\text{kN}$$
$$= (1.35 \times 329 + 0.98 \times 51.5)\text{kN} \approx 494.6\text{kN}$$

N_1 由永久荷载效应控制，取 $N_1 = 494.6\text{kN}$，则

$$N_2 = N_1 + 1.35 \times 18.4 \approx 494.6 + 24.8 \approx 519.4(\text{kN})$$

各截面荷载偏心距为

$$e_1 = M_1/N_1 = 14.4/494.6 \approx 0.029\text{m},\ e_2 = M_2/N_2 = 6.3/519.4\text{m} \approx 0.012\text{m}$$

⑤ 验算截面承载力，如表 11－9 所示。

表 11－9 纵墙承载力验算表

计算内容	截面	
	1—1	2—2
N/kN	479.2	546.7
e/mm	29	12
e/h、e/h_T	29/304=0.0095	12/304=0.039
$y_2(y)$/mm	231	231
$e/y_2(e/y)$	32/231=0.126	12/231=0.052
β	3.3/0.304=10.86	10.86
φ	0.64	0.764
$A \times 10^5$/mm^2	4.8	4.8
f/MPa	1.5	1.5
φAf/kN	461	612
比较	494.6>461	546.7<612

由上表可知，1—1截面承载力不满足要求，可设置刚性垫块。

【案例点评】 本案例是常见的多层刚性方案房屋计算，对这种类型的计算要注意多种计算方法如列表法的应用。

课题 11.8 多层砌体房屋的抗震规定

11.8.1 砌体房屋的震害特点

砌体结构是由砖或砌块砌筑而成的，材料呈脆性性质，其抗剪、抗拉和抗弯强度较低，所以抗震性能较差，在强烈地震作用下，破坏率较高，破坏的主要部位是墙身和构件间连接处，主要破坏特点如下。

1. 墙体的破坏

在水平地震作用下，与水平地震作用方向平行的墙体是主要承担地震作用的构件，这时墙体将因主拉应力强度不足而发生剪切破坏，出现45°对角线裂缝，在地震反复作用下造成×形交叉裂缝，这种裂缝表现在砌体房屋上是下部重、上部轻。房屋的层数越多，破坏越重；横墙越少，破坏越重；墙体砂浆强度等级越低，破坏越重；层高越高，破坏越重；墙段长短不均匀布置时，破坏越重。

2. 墙体转角处及内外墙连接处的破坏

墙体转角或连接处，刚度大，应力集中，易破坏，尤其是四大阳角处，还受到扭转的影响，更容易发生破坏。内外墙连接处，有时由于内外墙分开砌筑或留直槎等原因，地震时造成外纵墙外闪、倒塌。

3. 楼盖的破坏

砌体结构中有相当多的楼板采用预制板，当楼板的搁置长度较小或无可靠拉结时，在强烈地震作用下很容易造成楼板塌落，并造成墙体倒塌。

4. 突出房面的屋顶间等附属结构破坏

在砌体房屋中，突出屋顶的水箱间，楼电梯间及烟囱、女儿墙等附属结构，由于地震作用的鞭端效应，一般破坏较重，尤其女儿墙极易倒塌、产生次生灾害。

11.8.2 抗震设计的一般规定

1. 多层房屋的层数和高度的限制

(1) 历次地震的宏观调查资料说明，二、三层砖房在不同烈度区的震害，比四、五层的震害轻得多，六层及六层以上的砖房在地震时震害明显严重。基于砌体材料的脆性性质和震害经验，限制其层数和高度是主要的抗震措施。

《建筑抗震设计规范》规定，一般情况下，房屋的层数和总高度不应超过表11－10的规定。

表 11－10　房屋的层数和总高度限值

房屋类别		最小墙厚度/mm	烈度											
			6		7				8				9	
			0.05g		0.10g		0.15g		0.20g		0.30g		0.40g	
			高度/m	层数	高度/m	层数	高度/m	层数	高度/m	层数	高度/m	层数	高度/m	层数
多层砌体	普通砖	240	21	7	21	7	21	7	18	6	15	5	12	4
	多孔砖	240	21	7	21	7	18	6	18	6	15	5	9	3
	多孔砖	190	21	7	18	6	15	5	15	5	12	4	—	—
	小砌体	190	21	7	21	7	18	6	18	6	15	5	9	3
底部框架-抗震墙	普通砖 多孔砖	240	22	7	22	7	19	6	16	5	—	—	—	—
	多孔砖	190	22	7	19	6	16	5	13	4	—	—	—	—
	小砌块	190	22	7	22	7	19	6	16	5	—	—	—	—

注：(1) 房屋的总高度指室外地面到主要屋面板板顶或檐口的高度，半地下室从地下室室内地面算起。全地下室和嵌固条件好的半地下室应允许从室外地面算起；对带阁楼的坡屋面应算到山尖墙的1/2 高度处。

(2) 室内外高差大于 0.6m 时，房屋总高度应允许比表中数据适当增加，但不应多于 1m。

(3) 乙类的多层砌体房屋应允许按本地区设防烈度查表，但层数应减少一层且总高度应降低 3m。

(4) 本表小砌块砌体房屋不包括配筋混凝土小型空心砌块砌体房屋。

(2) 医院、教学楼等横墙较少的多层砌体房屋，总高度比表 12－16 中的规定降低 3m，层数相应减少一层；各层横墙较少的多层砌体房屋，还应根据具体情况再适当降低总高度和减少层数(横墙较少是指同一层内开间大于 4.2m 的房间占该层总面积的 40%以上)。

(3) 6、7 度时，横墙较少的丙类多层砌体房屋，当按规定采取加强措施并满足抗震承载力要求时，其高度和层数允许值仍按表 12－16 中的规定采取。

(4) 采用蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖的砌体房屋，当砌体抗剪强度达到普通黏土砖砌体的 70%时，房屋的层数应比普通砖房减少一层，总高度应减少 3m；当砌体的抗剪强度达到普通黏土砖砌体的取值时，房屋层数和总高度的要求同普通砖房屋。

2. 多层砌体房屋的最大高宽比限制

多层砌体承重房屋的层高，不应超过 3.6m；底部框架-抗震墙砌体房屋的底部，层高不应超过 4.5m；当底层采用约束砌体抗震墙时，底层的层高不应超过 4.2m。

多层砌体房屋一般可以不做整体弯曲验算，但为了保证房屋的稳定性，限制了其高宽比。多层砌体房屋的最大高宽比应符合表 11－11 的规定。

表 11－11　多层砌体房屋高宽比限值

烈度	6	7	8	9
最大高宽比	2.5	2.5	2.0	1.5

注：(1) 单面走廊房屋的总宽度不包括走廊宽度。

(2) 建筑平面接近正方形时，其高宽比宜适当减小。

3. 房屋抗震墙的间距

多层砌体房屋的横向地震力主要由横墙承担，不仅横墙须具有足够的承载力，而且楼盖须具有传递地震力给横墙的水平刚度，为了满足楼盖对传递水平地震力所需的刚度要求，《建筑抗震设计规范》规定，房屋抗震墙的间距不应超过表 11－12 的规定。

表 11－12　房屋抗震墙最大间距

房屋类别		最大间距/m			
		6 度	7 度	8 度	9 度
多层砌体	现浇或装配整体式钢筋混凝土楼、楼盖	15	15	11	7
	装配式钢筋混凝土楼、楼盖	11	11	9	4
	木楼、楼盖	9	9	4	—
底部框架-抗震墙	上部各层	同多层砌体房屋			—
	底层或底部两层	18	15	11	—

注：(1) 多层砌体房屋的顶层，最大横墙间距应允许适当放宽，但应采取相应的加强措施。

(2) 多孔砖抗震横墙厚度为 190mm 时，最大横墙间距应比表中数值减少 3m。

4. 房屋的局部尺寸限制

为了保证在地震时，不因局部墙段的首先破坏而造成整片墙体的连续破坏，导致整体结构倒塌，必须对墙体的局部尺寸加以限制，如表 11－13 所示。

表 11－13　房屋的局部尺寸限值

部　位	6 度	7 度	8 度	9 度
承重窗间墙最小宽度	1.0	1.0	1.2	1.5
承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.2	1.5
非承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.0	1.0
内墙阳角至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.5	2.0
无锚固女儿墙(非出入口处)的最大高度	0.5	0.5	0.5	0.0

注：(1) 局部尺寸不足时应采取局部加强措施弥补，且最小宽度不宜小于 1/4 层高和表列数据的 80%。

(2) 出入口处的女儿墙应有锚固。

5. 多层砌体房屋的结构体系

多层砌体房屋的结构体系，应符合下列要求。

(1) 应优先采用横墙承重或纵横墙共同承重的结构体系。

(2) 纵横墙的布置宜均匀对称，沿平面内宜对齐，沿竖向应上下连续；同一轴线上的窗间墙宽度宜均匀。

(3) 房屋有下列情况之一时宜设置防震缝，缝两侧均应设置墙体，缝宽应根据烈度和房屋高度确定，可采用 70～100mm。

① 房屋立面高差在6m以上。

② 房屋有错层，且楼板高差大于层高的1/4。

③ 各部分结构刚度、质量截然不同。

(4) 楼梯间不宜设置在房屋的尽端和转角处。

(5) 不应在房屋转角处设置转角窗。

(6) 横墙较少、跨度较大的房屋，宜采用现浇钢筋混凝土楼、屋盖。

11.8.3 抗震构造措施

1. 多层砖房的抗震构造措施

1) 构造柱的设置

根据大量地震经验和试验研究，构造柱能够提高砌体的受剪承载力10%～30%，构造柱主要是对砌体起约束作用，使之有较高的变形能力，而且构造柱应当设置在震害较重、连接构造比较薄弱和易于应力集中的部位。

多层普通砖、多孔砖房，应按下列要求设置现浇钢筋混凝土构造柱。

(1) 构造柱设置部位，一般情况下应符合表11-14的要求。

(2) 外廊式和单面走廊式的多层房屋，应根据房屋增加一层后的层数，按表11-14的要求设置构造柱，且单面走廊两侧的纵墙均应按外墙处理。

(3) 教学楼、医院等横墙较少的房屋，应根据房屋增加一层后的层数，按表11-14的要求设置构造柱，当教学楼、医院等横墙较少的房屋为外廊式或单面走廊式时，应按(2)款要求设置构造柱，但6度不超过四层、7度不超过三层和8度不超过二层时，应按增加二层后的层数对待。

(4) 各层横墙很少的房屋，应按增加二层的层数设置构造柱。

(5) 采用蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖的砌体房屋，当砌体抗剪强度达到普通黏土砖砌体的70%时，应根据增加一层的层数按(1)～(4)要求设置构造柱；但6度不超过四层、7度不超过三层和8度不超过二层时，应按增加二层后的层数对待。

表11-14　砖房构造柱设置要求

<table>
<tr><th colspan="4">房屋层数</th><th colspan="2" rowspan="2">设置部位</th></tr>
<tr><th>6度</th><th>7度</th><th>8度</th><th>9度</th></tr>
<tr><td>四、五</td><td>三、四</td><td>二、三</td><td></td><td rowspan="3">楼、电梯间四角，楼梯段上下端对应的墙体处；外墙四角和对应转角；
错层部位横墙与外纵墙交接处，大房间内外墙交接处，较大洞口两侧</td><td>隔12m或单元横墙与外纵墙交接处</td></tr>
<tr><td>六</td><td>五</td><td>四</td><td>二</td><td>隔开间横墙(轴线)与外墙交接处，山墙与内纵墙交接处</td></tr>
<tr><td>七</td><td>≥六</td><td>≥五</td><td>≥三</td><td>内墙(轴线)与外墙交接处，内墙的局部较小墙垛处；
内纵墙与横墙(轴线)交接处</td></tr>
</table>

注：较大洞口，内墙指不小于2.1m的洞口；外墙在内外墙交接处已设置构造柱时应允许适当放宽，但洞侧墙体应加强

多层砖砌体房屋的构造柱应符合下列构造要求。

(1)构造柱最小截面为240mm×180mm(墙厚190mm时为190mm×180mm),纵筋宜采用4ϕ12,箍筋间距不宜大于250mm,且柱上下端适当加密;6、7度超过六层、8度时超过五层和9度时,纵筋宜采用4ϕ14,箍筋间距不宜大于200mm;房屋四角的构造柱可适当加大截面及配筋。

(2)构造柱与墙连接处应砌成马牙槎,沿墙高每隔500mm设2ϕ6水平钢筋和ϕ4分布短筋平面内电焊组成的拉结网片或ϕ4电焊钢筋网片,每边伸入墙内不宜小于1m。6、7度时底部1/3楼层,8度时底部1/2楼层,9度时全部楼层,上述拉结钢筋网片应沿墙体水平通长设置,如图11.32所示。

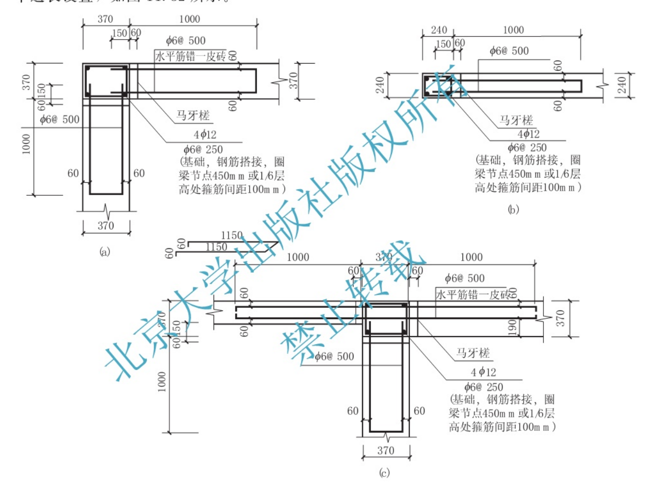


图11.32 构造柱与墙体的连接

(3)构造柱与圈梁连接处,构造柱的纵筋应在圈梁纵筋内侧穿过,保证构造柱纵筋上下贯通。

(4)构造柱可不单独设置基础,但应伸入室外地面下500mm,或与埋深小于500mm的基础圈梁相连。

2)圈梁的设置

圈梁能增强房屋的整体性,提高房屋的抗震能力,是抗震的有效措施。圈梁的构造如图11.33所示。

多层普通砖、多孔砖房屋的现浇钢筋混凝土圈梁设置应符合下列要求。

(1)装配式钢筋混凝土楼、屋盖或木楼、屋盖的砖房,横墙承重时应按表11-15的要求设置圈梁;纵墙承重时,抗震横墙上的圈梁间距应比表内要求适当加密。

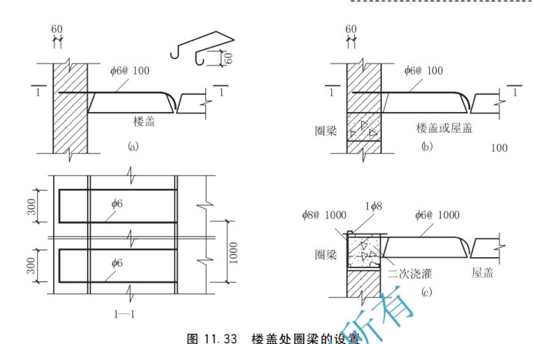


图 11.33 楼盖处圈梁的设置

(2) 现浇或装配整体式钢筋混凝土楼、屋盖与墙体有可靠连接的房屋，应允许不另设圈梁，但楼板沿墙体周边应加强配筋并应与相应的构造柱钢筋可靠连接。

表 11－15 砖房现浇钢筋混凝土圈梁设置要求

墙 类	烈 度		
	6、7	8	9
外墙和内纵墙	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处
内横墙	同上；屋盖处间距不应大于4.5m；楼盖处间距不应大于7.2m；构造柱对应部位	同上；各层所有横墙，且间距不应大于4.5m；构造柱对应部位	同上；各层所有横墙

2. 多层砌块房屋的抗震构造措施

1) 芯柱的设置

小砌块房屋应按表 11－16 的要求设置钢筋混凝土芯柱，对医院、教学楼等横墙较少的房屋，应根据房屋增加一层后的层数，按表 11－16 的要求设置芯柱。

表 11－16 小砌块房屋芯柱设置要求

房屋层数				设置部位	设置数量
6 度	7 度	8 度	9 度		
四、五	三、四	二、三		外墙转角，楼、电梯间四角，楼梯斜梯段上下端对应的墙体处；大房间内外墙交接处；错层部位横墙与外纵墙交接处；隔12m或单元横墙与外纵墙交接处	外墙转角，灌实3个孔；内外墙交接处，灌实4个孔；楼梯斜梯段上下端对应的墙体处，灌实2个孔
六	五	四		同上；隔开间横墙(轴线)与外纵墙交接处	

续表

房屋层数				设置部位	设置数量
6度	7度	8度	9度		
七	六	五	二	同上；各内墙(轴线)与外纵墙交接处；内纵墙与横墙(轴线)交接处和洞口两侧	外墙转角，灌实5个孔；内外墙交接处，灌实4个孔；内墙交接处，灌实4～5个孔；洞口两侧各灌实1个孔
	七	≥六	≥三	同上；横墙内芯柱间距不大于2m	外墙转角，灌实7个孔；内外墙交接处，灌实5个孔；内墙交接处，灌实4～5个孔；洞口两侧各灌实1个孔

注：外墙转角、内外墙交接处、楼电梯间四角等部位，应允许采用钢筋混凝土构造柱替代部分芯柱

2）圈梁的设置

小砌块房屋的现浇钢筋混凝土圈梁应按表11－15的要求设置，圈梁宽度不应小于190mm，配筋不应少于4ϕ12，箍筋间距不应大于200mm。

课题11.9 小型砌体构件设计

11.9.1 过梁

1. 过梁的种类与构造

过梁是砌体结构中门窗洞口上承受上部墙体自重和上层楼盖传来的荷载的梁，常用的过梁有四种类型，如图11.34所示。

(1)钢筋混凝土过梁，如图11.34(a)所示，其端部支承长度不宜小于240mm，当墙厚不小于370mm时，钢筋混凝土过梁宜做成L型。

(2) 钢筋砖过梁，如图11.34(b)所示，过梁底面砂浆层处的钢筋，其直径不应小于5mm，间距不宜大于120mm，钢筋伸入支座砌体内的长度不宜小于240mm，砂浆层厚度不宜小于30mm；过梁截面高度内砂浆强度等级不应低于M5；砖的强度等级不应低于MU10；跨度不应超过1.5m。

(3) 砖砌平拱过梁，如图11.34(c)所示，高度不应小于240mm，跨度不应超过1.2m；砂浆强度等级不应低于M5。此类过梁适用于无振动、地基土质好、无抗震设防要求的一般建筑。

(4) 砖砌弧拱过梁，如图11.34(d)所示，竖放砌筑砖的高度不应小于120mm，当矢高$f=\left(\frac{1}{12}\sim\frac{1}{8}\right)l$，砖砌弧拱的最大跨度为2.5～3m；当矢高$f=\left(\frac{1}{6}\sim\frac{1}{5}\right)l$时，砖砌弧拱的最大跨度为3～4m。

工程中常采用钢筋混凝土过梁。

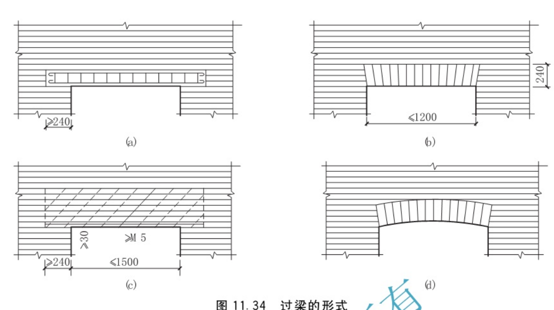


图 11.34 过梁的形式

(a) 钢筋混凝土过梁；(b) 钢筋砖过梁；(c) 砖砌平拱过梁；(d) 砖砌弧拱过梁

2. 过梁的受力特点

作用在过梁上的荷载有砌体自重和过梁计算高度内的梁板荷载。

(1) 墙体荷载。对于砖砌墙体，当过梁上的墙体高度 $h_w<l_n/3$ 时，应按全部墙体的自重作为均布荷载考虑；当过梁上的墙体高度 $h_w\geqslant l_n/3$ 时，应按高度 $l_n/3$ 的墙体自重作为均布荷载考虑。对于砌块砌体，当过梁上的墙体高度 $h_w<l_n/2$ 时，应按全部墙体的自重作为均布荷载考虑；当过梁上的墙体高度 $h_w\geqslant l_n/2$ 时，应按高度 $l_n/2$ 的墙体自重作为均布荷载考虑，如图 11.35 所示。

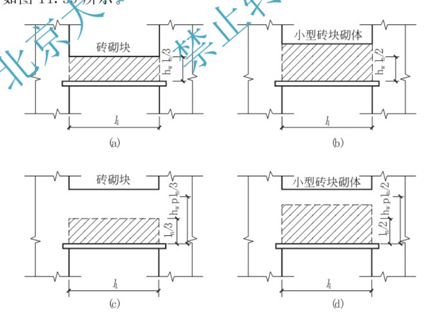


图 11.35 过梁上的墙体荷载

(2) 梁板荷载。当梁、板下的墙体高度 $h_w<l_n$ 时，应计算梁、板传来的荷载；若 $h_w\geqslant l_n$，则可不计梁、板的作用。

砖砌过梁承受荷载后，上部受拉、下部受压，像受弯构件一样地受力。随着荷载的增大，当跨中竖向截面的拉应力或支座斜截面的主拉应力超过砌体砌体的抗拉强度时，将先

后在跨中出现竖向裂缝，在靠近支座处出现阶梯形斜裂缝。对于钢筋砖过梁，过梁下部的拉力将由钢筋承担；对砖砌平拱，过梁下部拉力将由两端砌体提供的推力来平衡；对于钢筋混凝土过梁与钢筋砖过梁类似。试验表明，当过梁上的墙体达到一定高度后，过梁上的墙体形成内拱将产生卸载作用，使一部分荷载直接传递给支座。

11.9.2 墙梁

由钢筋混凝土托梁及其以上计算高度范围内的墙体共同工作，一起承受荷载的组合结构称为墙梁，如图 11.36 所示。墙梁按支承情况分为简支墙梁、连续墙梁、框支墙梁；按承受荷载情况可分为承重墙梁和自承重墙梁。除了承受托梁和托梁以上的墙体自重外，还承受由屋盖或楼盖传来的荷载的墙梁为承重墙梁，如底层为大空间、上层为小空间时所设置的墙梁。只承受托梁及托梁以上墙体自重的墙梁为自承重墙梁，如基础梁、连系梁。

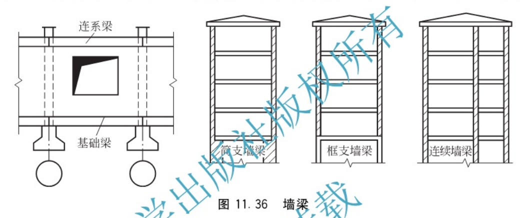


图 11.36 墙梁

墙梁中承托砌体墙和楼盖(屋盖)的混凝土简支梁、连续梁和框架梁称为托梁，墙梁中考虑组合作用的计算高度范围内的砌体墙称为墙体，墙梁的计算高度范围内墙体顶面处的现浇混凝土圈梁称为顶梁，墙梁支座处与墙体垂直相连的纵向落地墙称为翼墙。

1. 受力特点

当托梁及其上砌体达到一定强度后，墙和梁共同工作形成墙梁组合结构。试验表明，墙梁上部荷载主要是通过墙体的拱作用传向两边支座，托梁承受拉力，两者形成一个带拉杆拱的受力结构，如图 11.37 所示。这种受力状况从墙梁开始一直到破坏；当墙体上有洞口时，其内力传递如图 11.38 所示。

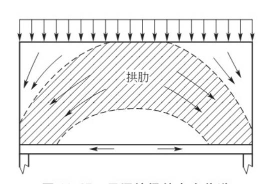


图 11.37 无洞墙梁的内力传递

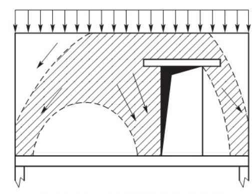


图 11.38 有洞墙梁的内力传递

墙梁是一个偏心受拉构件，影响其承载力的因素有很多，根据因素的不同，墙梁可能发生的破坏形态有正截面受弯破坏、墙体或托梁受剪破坏和支座上方墙体局部受压破坏三

种，如图 11.39 所示。当托梁纵向受力钢筋配置不足时，发生正截面受弯破坏；当托梁的箍筋配置不足时，可能发生托梁斜截面剪切破坏；当托梁的配筋较强、并且两端砌体局部受压承载力得到保证时，一般发生墙体剪切破坏。墙梁除上述主要破坏形态外，还可能发生托梁端部混凝土局部受压破坏、有洞口墙梁洞口上部砌体剪切破坏等。因此必须采取一定的构造措施，防止这些破坏形态的发生。

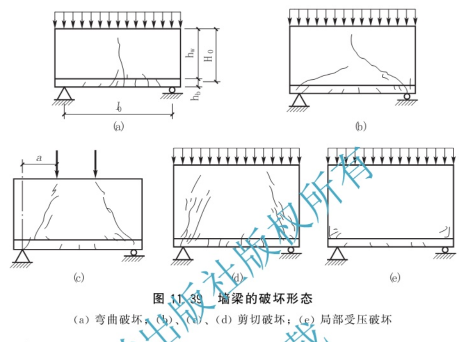


图 11.39　墙梁的破坏形态

(a) 弯曲破坏；(b)、(c)、(d) 剪切破坏；(e) 局部受压破坏

2. 构造要求

墙梁除应符合《砌体规范》和现行国家标准《混凝土结构设计规范》有关构造外，还应符合下列构造要求。

1）材料

(1) 托梁和框支柱的混凝土强度等级不应低于 C30。

(2) 纵向钢筋宜采用 HRB335、HRB400、RRB400 级钢筋。

(3) 承重墙梁的块材强度等级不应低于 MU10，计算高度范围内墙体的砂浆强度等级不应低于 M10。

2）墙体

(1) 框支墙梁的上部砌体房屋，以及设有承重的简支墙梁或连续墙梁的房屋，应满足刚性方案房屋的要求。

(2) 计算高度范围内的墙体厚度，对砖砌体不应小于 240mm，对混凝土小型砌块不应小于 190mm。

(3) 墙梁洞口上方应设置混凝土过梁，其支承长度不应小于 240mm，洞口范围内不应施加集中荷载。

(4) 承重墙梁的支座处应设置落地翼墙，翼墙厚度，对砖砌体不应小于 240mm，对混凝土砌块砌体不应小于 190mm，翼墙宽度不应小于墙梁墙体厚度的 3 倍，并于墙梁墙体同时砌筑。当不能设置翼墙时，应设置落地且上、下贯通的构造柱。

(5) 当墙梁墙体在靠近支座 1/3 跨度范围内开洞时，支座处应设置上、下贯通的构造柱，并于每层圈梁连接。

（6）墙梁计算高度范围内的墙体，每天砌筑高度不应超过1.5m，否则，应加设临时支撑。

3）托梁

（1）有墙梁的房屋的托梁两边各一个开间及相邻开间处应采用现浇混凝土楼盖，楼板厚度不宜小于120mm。当楼板厚度大于150mm时，宜采用双层双向钢筋网，楼板上应少开洞，洞口尺寸大于800mm时应设置洞边梁。

（2）托梁每跨底部的纵向受力钢筋应通长设置，不得在跨中段弯起或截断。钢筋接长应采用机械连接或焊接。

（3）墙梁的托梁跨中截面纵向受力钢筋总配筋率不应小于0.6％。

（4）托梁距边支座边 $l_0/4$ 范围以内，上部纵向钢筋截面面积不应小于跨中下部纵向钢筋截面面积的1/3。连续墙梁或多跨框支墙梁的托梁中支座上部附加纵向钢筋从支座算起每边延伸不得少于 $l_0/4$。

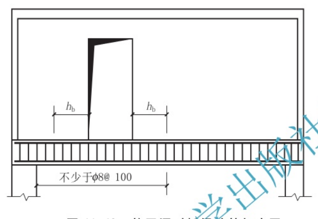


图11.40　偏开洞时托梁箍筋加密区

（5）承重墙梁的托梁在砌体墙、柱上的支承长度不应小于350mm。纵向受力钢筋伸入支座应符合受拉钢筋的锚固要求。

（6）当托梁高度 $h_b \geqslant 450$mm时，应沿梁高设置通长水平腰筋，直径不得小于12mm，间距不应大于200mm。

（7）墙梁偏开通口的宽度及两侧各一个梁高 h_b 范围内直至靠近洞口支座边的托梁箍筋直径不宜小于8mm，间距不应大于100mm，如图11.40所示。

11.9.3　挑梁

1. 挑梁的受力特点

挑梁在悬挑端集中力 F 墙体自重及上部荷载作用下，共经历三个工作阶段。

（1）弹性工作阶段：挑梁在未受外荷载之前，墙体自重及其上部荷载在挑梁埋入墙体部分的上、下界面产生初始压应力，当挑梁端部施加外荷载后，挑梁与墙体的上、下界面的竖向压应力如图11.41(a)所示。随着外荷载的增加，将首先达到墙体通缝截面的抗拉强度而出现水平裂缝，如图11.41(b)所示，出现水平裂缝时的荷载约为倾覆时的外荷载的20％～30％，此为第一阶段。

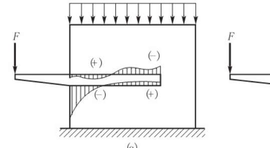


图11.41　挑梁的应力分布与裂缝

(a) 应力状态；(b) 裂缝状态

（2）带裂缝工作阶段：随着外荷载的继续增加，最开始出现的水平裂缝①将不断向内发展，同时挑梁埋入端下界面出现水平裂缝②并向前发展。随着上下界面的水平裂缝的不断发展，挑梁埋入端上界面受压区和墙边下界面受压区也不断减小，从而在挑梁埋入端上角砌体处产生裂缝。随着外荷载的增加，此裂缝将沿砌体灰缝向后上方发展为阶梯形裂缝③，此时的荷载约为倾覆时外荷载的80%。斜裂缝的出现预示着挑梁进入倾覆破坏阶段，在此过程中，也可能出现局部受压裂缝④。

（3）破坏阶段：挑梁可能发生的破坏形态有以下三种，如图11.42所示。

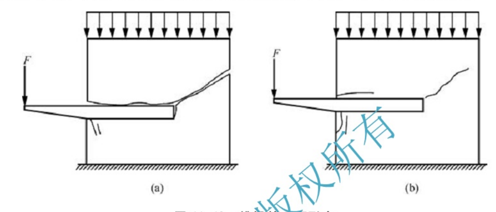


图11.42 挑梁的破坏形态

（a）倾覆破坏；（b）挑梁下砌体局部受压破坏或挑梁弯曲或剪切破坏

① 挑梁倾覆破坏：挑梁倾覆力矩大于抗倾覆力矩，挑梁尾端墙体斜裂缝不断开展，挑梁绕倾覆点发生倾覆破坏。

② 梁下砌体局部受压破坏：当挑梁埋入墙体较深、梁上墙体高度较大时，挑梁下靠近墙边小部分砌体由于压应力过大发生局部受压破坏。

③ 挑梁弯曲破坏或剪切破坏。

2. 挑梁的构造要求

挑梁设计除应满足现行国家规范《混凝土结构设计规范》的有关规定外，尚应满足下列要求。

（1）纵向受力钢筋至少应有1/2的钢筋面积伸入梁尾端，且不少于2ϕ12。其余钢筋伸入支座的长度不应小于$2l_1/3$。

（2）挑梁埋入砌体长度l_1与挑出长度之比l宜大于1.2；当挑梁上无砌体时，l_1与l之比宜大于2。

课题11.10 识读砌体结构施工图

11.10.1 砌体房屋结构施工图的组成

砌体房屋结构施工图一般由结构设计说明、结构平面图(基础平面图、地下室结构平面图、标准层结构平面图、屋顶结构平面图)和结构详图(楼梯及其他构件详图)组成。

基础平面图一般表示基础的平面位置和宽度，承重墙的位置和截面尺寸，构造柱的平面位置，其他工种对基础的要求等，配合剖面图表示基础、圈梁、管沟的详细做法。

结构平面图的主要内容一般包括：梁、板、构造柱、圈梁、过梁、阳台、雨篷、楼梯、预留洞的平面位置，主要表示板的布置或配筋，结合剖面图或断面图表示以上内容。当一张图样

不能表示所有内容时，将梁、过梁、雨篷等构件编号在另外的图样上表示或选用标准图。

构件详图一般包括：楼梯配筋图、梁和过梁配筋图、预制板及结构平面图没有表达清楚的部位均在构件详图上表示。还要有所表示构件的钢筋表。

11.10.2　砌体结构施工图的图示特点

1. 砌体结构基础施工图的图示特点

砌体结构常采用无筋扩展基础(包括砖基础、毛石基础、混凝土基础等)、扩展基础(柱下钢筋混凝土独立基础、墙下钢筋混凝土条形基础)，当地基土较软弱时也常采用筏板基础。

基础施工图一般由基础平面和剖面组成；基础平面图上主要表示每道墙或基础梁的平面位置，根据图示需要增加剖面图，表示基础部位各种构件的详细做法。

当采用条形基础时，将上部墙和土体看做透明体，重点突出基础的轮廓线，有管沟和洞口时在管沟和洞口的部位增加阴影线，如图 11.43 所示。

基础平面图

基底做2米三七灰土垫层，垫层每边扩出基础边缘1.4米，灰土压实系数≥0.95
基坑开挖后马上进行钎探，探深2米探距1.2沿基础呈梅花形布点，
基础采用大开挖施工，施工应符合现行施工验收规范
基础垫层混凝土C10基础混凝土C30基础砌体采用M10水泥砂浆砌MU10砖

图 11.43　基础图示例

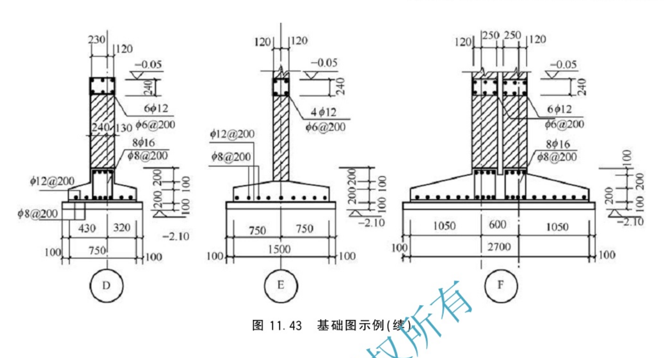


图 11.43 基础图示例(续)

2. 结构平面图的图示特点

根据建筑图的布局，结构平面图可以拆分为地下室结构平面、一层结构平面、标准层结构平面和屋顶结构平面。当每层的构件都相同时，一般归类为标准层结构平面；当每层的构件均有不同时，则必须分别表示每层的结构平面。结构平面一般是以某层的楼盖命名，例如，一层结构平面是以一层楼盖命名；也可以按楼盖结构标高命名，例如，一层楼盖结构层标高为 3.55m 时，可命名为 3.55m 结构平面。

结构平面图主要表示本层楼各种构件的平面位置、平面形状、数量，结合剖面，表示本层各种构件的标高和截面情况。对于同一类构件但尺寸或配筋不同时常以不同编号的形式加以区别，当图示的内容较多时，常采用构件编号的方法将其在详图上表示或选用标准图。

如图 11.44 所示，为某宿舍二层结构平面图。

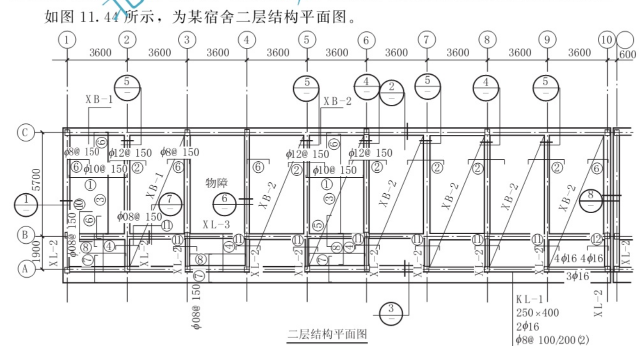


图 11.44 结构平面布置图示例

3. 构件详图的图示特点

砌体结构的构件，一般包括现浇梁或预制梁、过梁、预制板或现浇板、雨篷、楼梯。现浇板一般在结构平面上表示；预制板和过梁一般选用标准图；雨篷和阳台采用现浇的形式较多，也可以在结构平面图上增加剖面或断面图进行表示；楼梯详图同钢筋混凝土房屋。所以下面仅介绍梁配筋图。

梁的配筋图包括立面图、断面图，有时还有钢筋表。当梁的类型不一致时，常分别画出梁的立面，在梁的立面图上根据变化情况设置剖切线，再根据剖切面画出梁截面的尺寸和配筋，并附有钢筋表或钢筋形状。当梁的类型一致时，如都是矩形梁，只是配筋和尺寸不同，也常只画一个示意性的立面，分别标注不同梁的尺寸，画出不同梁的剖面并加文字注明所对应的梁号。如图 11.45 所示，为现浇梁配筋图的一般表示方法。

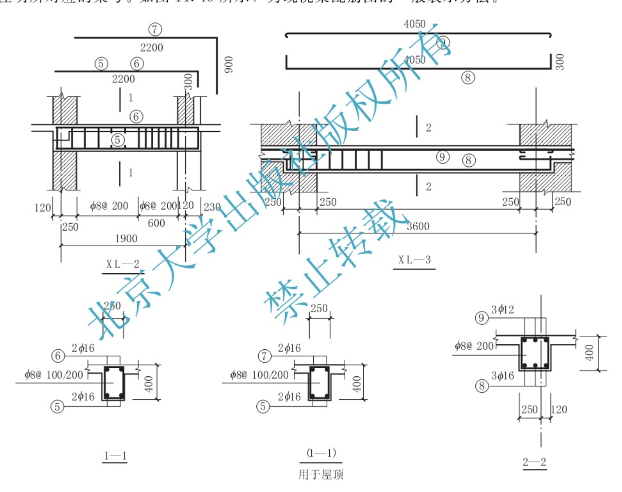


图 11.45　某现浇梁配筋图

钢筋混凝土过梁分为现浇过梁和预制过梁，预制过梁一般为标准构件，全国和各地区均有标准图集，现以全国标准图集钢筋混凝土过梁图集 03G322—1、2、3 为例。

（1）构件代号：用于烧结普通砖、蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖的过梁代号如图 11.46(a) 所示，用于烧结多孔砖的过梁构件代号如图 11.46(b) 所示，对于混凝土小型空心砌块的过梁构件代号，则只需将图 11.46(b) 所示的构件代号中代表砖型的 P 或 M 改为代表混凝土小型空心砌块 H，同时其代表墙厚的数字改为 1、2，其分别代表 190、290 墙。

（2）梁板荷载等级：设定为 6 级，分别为 0kN/m、10kN/m、20kN/m、30kN/m、40kN/m、50kN/m，相应的荷载等级为 0、1、2、3、4、5。

如 GL－4243 代表 240 厚承重墙，洞口宽度为 2400m，梁板传到过梁上的荷载设计值为 30kN/m。

图 11.46　钢筋混凝土过梁构件代号



本模块小结

1. 无筋受压砌体构件，按荷载作用位置不同分为轴心受压构件和偏心受压构件，《砌体规范》规定，对无筋砌体轴心受压构件、偏心受压承载力均按下式计算：$N \leqslant \varphi f A$。

2. 砌体结构受压承载力计算公式中的 φ 是考虑了高厚比 β 和偏心距 e 的综合影响的系数。公式的适用条件 $e \leqslant 0.6y$，当 $e > 0.6y$ 时，应采取措施。进行砌体局部受压计算时要考虑砌体局部受压强度提高系数 γ。由于梁端的挠曲变形和砌体压缩变形，梁端的有效支承长度 a_0 小于实际支承长度 a。当梁端局部受压承载力不能满足要求时，可考虑设置刚性垫块或垫梁。

3. 当采用无筋砖砌体受压构件的截面尺寸较大，不能满足使用要求时，可采用网状配筋砖砌体。当偏心距超过截面核心范围，对矩形截面即 $e/h > 0.17$ 时；或偏心距虽未超过截面核心范围，但构件的高厚比 $\beta > 16$ 时，均不宜采用网状配筋砖砌体构件。

4. 砌体结构房屋的结构布置有横墙承重、纵墙承重、纵横墙承重和内框架承重四种方案。根据房屋空间刚度、墙体刚度和横墙间距，可分为三种静力计算方案，即刚性方案、弹性方案、刚弹性方案。

5. 进行砌体房屋结构设计时，砌体的刚度和整体稳定性通过验算墙柱高厚比来保证。

6. 砌体房屋的震害主要发生在墙体、墙体转角处及内外墙连接处、楼盖、突出房面的屋顶间等附属结构。

7. 掌握砌体房屋抗震构造措施中构造柱及圈梁的设置；掌握多层砌块房屋的抗震构造措施中芯柱及圈梁的设置。

8. 过梁分为钢筋砖过梁、钢筋混凝土过梁、砖砌平拱过梁、砖砌弧拱过梁，工程上常用钢筋混凝土过梁。过梁上的荷载有墙体自重及过梁计算范围的板梁荷载，过梁承载计算按受弯构件计算，并验算过梁下砌体局部承载力。

9. 墙梁由钢筋混凝土托梁和托梁以上计算高度范围内的砌体墙组成，按支承条件可分为简支墙梁、框支墙梁和连续墙梁，按承受荷载分为承重墙梁和自承重墙梁。进行墙梁设计时应满足有关构造规定。

10．挑梁可能发生的破坏形态有以下三种：挑梁倾覆破坏，梁下砌体局部受压破坏，挑梁弯曲破坏或剪切破坏。

11．砌体房屋结构施工图一般由结构设计说明、结构平面图（基础平面图、地下室结构平面图、标准层结构平面图、屋顶结构平面图）和结构详图（楼梯及其他构件详图）组成。通过计算理论的学习进一步增强识图能力。



一、简答题

1．在压力作用下，砌体内单砖的应力状态有哪些特点？

2．砌体受压短柱随着偏心距的增大截面应力分布是如何变化的？

3．梁端支承在砌体上，梁端压力将使砌体局部受压，此时梁端的支承长度将如何变化？

4．网状配筋砖砌体构件为什么能提高其承载能力？

5．《砌体规范》里砌体结构静力计算方案有哪些？确定房屋静力计算方案的考虑因素有哪些？

6．作为刚性和刚弹性方案房屋的横墙，《砌体规范》规定做了哪些要求？

7．画出单层及多层刚性方案房屋的计算简图，简述刚性方案房屋的计算要点。

8．常见的小型砌体构件有哪些？其构造要求分别有哪些？

9．砌体房屋结构施工图一般由哪些部分组成？

10．砌体结构施工图的图示特点有哪些？

二、计算题

1．某砖柱的截面尺寸为 370mm×490mm，柱计算高度 $H_0=H=3.2\text{m}$，采用强度等级为 MU10 的烧结普通砖及 M7.5 的混合砂浆砌筑，柱底承受轴向压力设计值为 $N=120\text{kN}$，结构安全等级为二级，施工质量控制等级为 B 级。试验算该柱底截面是否安全。

2．某单层单跨仓库的窗间墙尺寸如图 11.47 所示。采用 MU10 烧结普通砖和 M5 混合砂浆砌筑。柱的计算高度 $H_0=5.0\text{m}$。当承受轴向压力设计值 $N=195\text{kN}$，弯矩设计值 $M=13\text{kN}\cdot\text{m}$ 时，试验算其截面承载力。

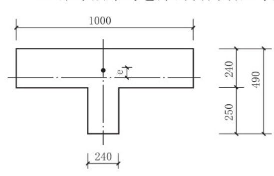


图 11.47　计算题 2 图

3．如图 11.48 所示，为钢筋混凝土梁在窗间墙上的支承情况。梁的截面尺寸 $b\times h=250\text{mm}\times550\text{mm}$，在窗间墙上的支承长度 $a=240\text{mm}$。窗间墙的截面尺寸为 1200mm × 240mm，采用 MU10 烧结普通砖和 M5 混合砂浆砌筑。梁端支承压力设计值 $N_l=130\text{kN}$，梁底墙体截面由上部荷载设计值产生的轴向力 $N_s=45\text{kN}$。试验算梁端支承处砌体局部受压承载力。若不满足要求，设置刚性垫块，并进行验算。

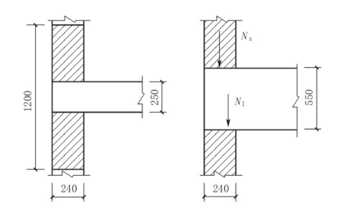


图 11.48 计算题 3 图

4. 某圆形水池的池壁采用 MU10 烧结普通砖和 M5 水泥砂浆砌筑，池壁厚 490mm，承受轴向拉力设计值 $N_t=50\text{kN/m}$，试验算池壁的受拉承载力。

5. 某矩形浅水池的池壁底部厚 740mm，采用 MU15 烧结普通砖和 M7.5 水泥砂浆砌筑。池壁水平截面承受的弯矩设计值 $M=9.6\text{kN}\cdot\text{m}$，剪力设计值 $V=16.8\text{kN/m}$，试验算截面承载力是否满足要求。

6. 某拱支座截面厚度 370mm，采用 MU10 烧结普通砖和 M5 水泥砂浆砌筑。支座截面承受剪力设计值 $V=33\text{kN/m}$，永久荷载产生的纵向力设计值 $N=45\text{kN/m}$($\gamma_G=1.2$)。试验算拱支座截面的抗剪承载力是否满足要求。

7. 某房屋砖柱截面为 490mm×370mm，用 MU15 和 M7.5 水泥砂浆砌筑，层高 4.5m，假定为刚性方案，试验算该柱的高厚比。

8. 某带壁柱墙，柱距 6m，窗宽 2.7m，横墙间距 30m，纵墙厚 240mm，包括纵墙在内的壁柱截面为 370mm×490mm，砂浆为 M5 混合砂浆，1 类屋盖体系，试验算其高厚比。

9. 某 6 层砖混结构教学楼，其平面和剖面图如图 11.49 所示。外墙厚 490mm，内墙厚均为 240mm，墙体拟采用 MU10 实心砖，1～3 层采用 M7.5 混合砂浆砌筑，4～6 层采用 M5 混合砂浆砌筑，墙面及梁侧抹灰均为 20mm，试验算外纵墙的强度(提示：楼面活荷载标准值为 2kN/m^2，屋面活荷载为 0.5kN/m^2，基本风压 0.45kN/m^2)。

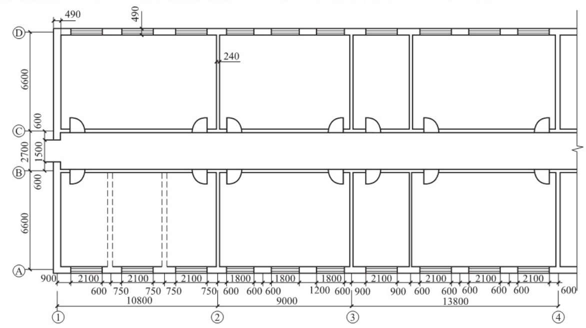


图 11.49 计算题 9 图

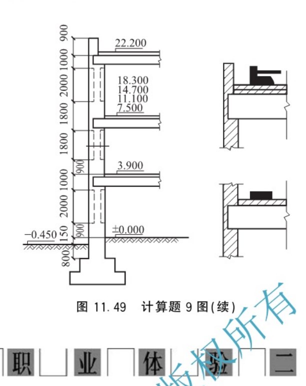


图 11.49 计算题 9 图(续)

职业体验二

1. 职业体验的目的

通过砌体结构构件计算能力训练模块的学习，增加学生对各种砌体结构及构造的认识，从而增强其设计计算能力，提高其对砌体结构施工图的识读能力和砌体结构施工的能力；同时能够使学生了解企业实际、体验企业的文化，建立对即将从事职业的认识，培养学生的职业素养。

2. 时间与内容

时间：课程职业体验，宜安排在课余时间、周六日和节假日进行，时间 2～4 课时。

场所：砌体结构施工工地、到校企合作实习基地(如设计、施工等单位)。

内容：

(1) 参观认知如下。

① 了解混合结构、砌体结构及其他新型结构；了解各结构之间的区别、荷载传递途径、构件间的关系、常用构件尺寸等；

② 了解砌体结构的构造要求，包括过梁、挑梁、圈梁等的设置要求。

(2) 到校企合作企业，尤其是设计院所跟设计师学习、感受软件设计，初步体验设计流程。

3. 要求与评价方式

要求：学生自主联系进行或参加学校集中组织均可。

作业：职业体验完一周内提交一份职业体验报告。

评价：教师根据职业体验报告评定为优、良、及格、不及格四级，按 5%并入到课程考核总成绩中。

模块 12

钢结构构件计算能力训练

学习目标

能力目标：能进行钢结构连接计算；能进行梁、柱基本构件设计计算；能理解普通钢屋架的荷载及内力计算方法；学会识读钢结构施工图。

知识目标：掌握钢结构基本构件及其连接的基本计算理论，熟悉各种构造要求与措施。

态度养成目标：培养学生对钢结构工程的工作原理认识，为以后工作奠定良好的基础。

学习要求

知识要点	能力要求	相关知识	所占分值（100分）
焊接连接计算	能进行对接焊缝和角焊缝的基本计算	钢结构的连接方法和焊接方法、对接焊缝连接的构造和计算、角焊缝的构造与计算	20
螺栓连接计算	能进行普通螺栓连接的基本计算；熟悉高强度螺栓连接计算要点	普通螺栓连接的构造和计算、高强度螺栓连接的构造和计算	20
轴心压杆	能进行实腹式轴心压杆强度、刚度、稳定性验算	轴心受力构件的强度和刚度、整体稳定、局部稳定、柱头与柱脚	15
受弯构件	能理解受弯构件的计算要点	梁的强度和刚度、稳定要求、梁的拼接、主梁与次梁的连接	15

续表

知识要点	能力要求	相关知识	所占分值(100分)
压弯构件	能理解压弯构件的计算要点	压弯构件的强度和刚度、实腹式压弯构件的整体稳定、压弯构件的柱头和柱脚	10
普通钢屋架	能理解钢屋架的组成和设计要点	屋架的形式及尺寸、杆件设计和节点设计	10
钢结构施工图	能初步识读钢结构施工图	钢结构设计图、钢屋架施工图	10

引例

钢结构是首先由钢板、型钢通过必要的连接组成基本构件,如梁、柱、桁架等;然后再通过一定的安装连接装配成的空间整体结构,如屋盖、厂房、钢闸门、钢桥等。图12.1简单演示了基本构件与连接之间的关系。在实际的钢结构设计中一般遵循以下程序:前处理(确定结构体系、几何尺寸、支座、荷载等);结构分析(计算内力,并进行内力组合);构件校核(按规范进行强度、刚度、稳定性校核);连接计算(确定焊缝尺寸、螺栓个数);绘制施工图(建筑平面图、立面图、剖面图、结构布置图、详图、节点详图等)。本模块主要讲述连接计算与基本构件计算,通过计算为钢结构施工图的识读奠定基础。

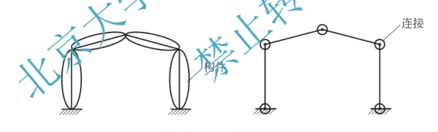


图12.1 基本构件与连接

课题12.1 焊接连接计算

12.1.1 概述

1. 钢结构常用的连接方法

基本构件组成的过程中需要用到连接,由构件组成结构的过程中更要用到连接,因此连接的构造和计算是钢结构设计的重要组成部分。好的连接应当符合安全可靠、节约钢材、构造简单和施工方便、传力明确等原则。

钢结构的连接方法通常分为焊缝连接、铆钉连接和螺栓连接三种,如图12.2所示。由于铆钉施工技术要求高,劳动强度大,施工条件恶劣,施工速度慢,已逐步被高强度螺栓连接所取代。本部分主要讲述焊缝连接和螺栓连接。

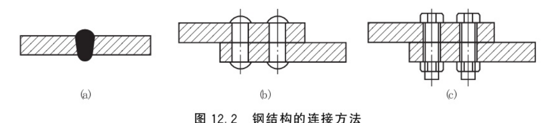


图 12.2 钢结构的连接方法

(a) 焊缝连接；(b) 铆钉连接；(c) 螺栓连接

2. 焊缝连接的优缺点

优点是：①构造简单，任何形式的构件都可直接相连；②用料经济，不削弱截面；③制作加工方便，可实现自动化操作；④连接的密闭性好，结构刚度大。

缺点是：①在焊缝附近的热影响区内，钢材的金相组织发生改变，导致局部材料变脆；焊接残余应力和残余变形使受压构件承载力降低；②焊接结构对裂纹很敏感，局部裂纹一旦发生，就容易扩展到整体，低温冷脆问题较为突出。

3. 钢结构中常用的焊接方法

焊接方法很多，钢结构中主要采用电弧焊，薄钢板($t\leqslant3$mm)的连接有时也可以采用电阻焊或气焊。

1) 电弧焊

电弧焊是利用焊条或焊丝与焊件间产生的电弧热，将金属加热并熔化的焊接方法。电弧焊可分为手工电弧焊、自动和半自动埋弧焊及 CO_2 气体保护焊等。

(1) 手工电弧焊。如图 12.3 所示，手工电弧焊是钢结构制造中最常用的焊接方法，设备简单，操作灵活，适用性和可达性强，对各种施焊位置和分散或曲折短焊缝均适用。缺点是生产效率比自动、半自动焊低，质量稍低并且变异性大，施焊时电弧光较强。

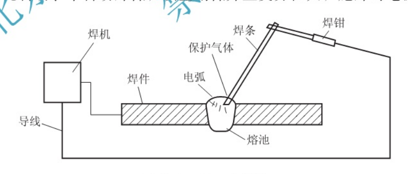


图 12.3 手工电弧焊

手工焊所采用的焊条应和焊件钢材的强度和性能相适应。在手工焊时，对 Q235 钢用 E43 型焊条(E4300～E4316)，Q345 钢(16Mn 钢)用 E50 型焊条(E5000～E5018)，Q390(15MnV)钢和 Q420 钢均用 E55 型焊条(E5500～E5518)。其中，E 表示焊条；前两位数字表示焊缝熔敷金属或对接焊缝的抗拉强度分别为 420N/mm^2，490N/mm^2，540N/mm^2(折合 43kgf/mm^2，50kgf/mm^2，55kgf/mm^2)；第 3 位数字表示适用的焊接位置，0 和 1 表示适用于人与全位置施焊(平、横、立、仰)，2 表示适用于平焊及水平角焊，4 表示适用于向下立焊；第 3 位和第 4 位数字组合表示药皮类型和适用的电流种类(交、直流电源)。第 3 位和第 4 位数字为 15、16、18 的焊条为低氢型焊条，其所得焊缝具有较好的塑

性、韧性和抗裂性，故直接承受动力荷载的重要结构及处于低温条件下工作的结构，一般指定采用上述型号。而非低氢型焊条可用于其他结构。当不同强度的钢材连接时，应采用低强度钢材相适应的焊接材料。

(2) 焊剂层下自动或半自动埋弧焊。焊剂层下自动或半自动埋弧焊是焊接过程机械化的一种主要方法，如图12.4所示。它所采用的是盘状连续的光焊丝在散粒状焊剂下燃弧焊接，散粒状焊剂的作用与手工焊焊条的药皮相同。自动焊的引弧、焊丝送下、焊剂堆落和焊丝沿焊缝方向的移动都是自动的，而半自动焊的焊接前进方式仍是依靠手持焊枪移动。

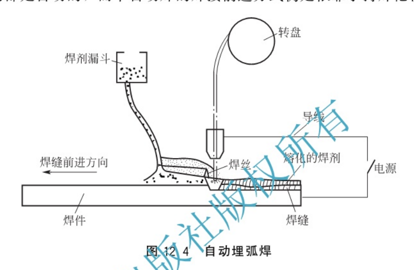


图12.4 自动埋弧焊

埋弧焊所采用的焊丝和焊剂应与焊件钢材相匹配，焊丝一般采用专用的焊接用钢丝。对Q235钢，可采用H08A、H08MnA、H08E等焊丝，相应的焊剂分别为HJ431、HJ430和SJ401。对低合金高强度结构钢尚应根据坡口情况相应选用。对Q345钢，不开坡口的对接焊缝，可用H08A焊丝，中厚板开坡口对接可用H08MnA、H10Mn2和H10MnSi焊丝，焊剂可用HJ350。对Q390钢和Q420钢，不开坡口的对接焊缝用H08A、H08MnA焊丝，中厚板开坡口对接时用H10Mn2、H10MnSi，焊剂用HJ430或HJ431；而厚板深坡口对接时常用H08MnMoA焊丝，焊剂为HJ350或HJ250。

2) 电阻焊

电阻焊是利用电流通过焊件接触点表面的电阻所产生的热量来熔化金属，再通过压力使其焊合。冷弯薄壁型钢的焊接，常用电阻点焊，板叠总厚度一般不超过12mm，焊点应主要承受剪力，其抗拉(撕裂)能力较差。

3) 气焊

气焊是利用乙炔在氧气中燃烧而形成的火焰来熔化焊条，形成焊缝。气焊用于薄钢板或小型结构中。

4. 焊缝连接形式及焊缝形式

1) 焊缝连接形式

焊缝连接形式按被连接构件间的相对位置分为对接、搭接、T形连接和角接四种，如图12.5所示。

2) 焊缝形式

所采用的焊缝形式按其构造来分，主要有对接焊缝和角焊缝两种类型。对接焊缝按所

受力的方向分为正对接焊缝[图 12.6(a)]和斜对接焊缝[图 12.6(b)]。角焊缝[图 12.6(c)]可分为正面角焊缝、侧面角焊缝和斜焊缝。

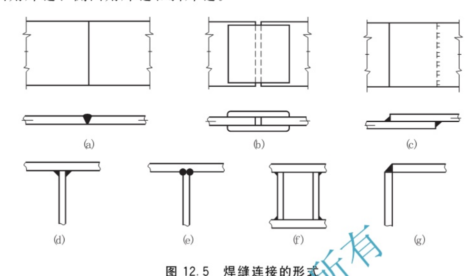


图 12.5 焊缝连接的形式

(a) 对接连接；(b) 用拼接盖板的对接连接；(c) 搭接连接；(d)、(e) T 形连接；(f)、(g) 角部连接

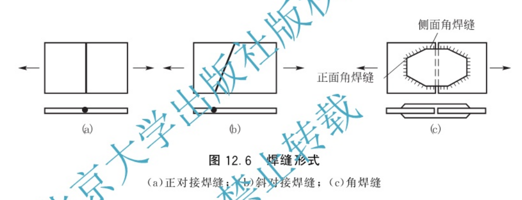


图 12.6 焊缝形式

(a)正对接焊缝；(b)斜对接焊缝；(c)角焊缝

焊缝沿长度方向的布置分为连续角焊缝和间断角焊缝两种，如图 12.7 所示。连续角焊缝的受力性能良好，为主要的角焊缝形式。间断角焊缝容易引起应力集中现象，重要结构应避免采用，但可用于一些次要的构件或次要的焊接连接中。一般在受压构件中间断距离应满足 $l \leqslant 15t_w$；在受拉构件中 $l \leqslant 30t_w$，t_w 为较薄焊件的厚度。

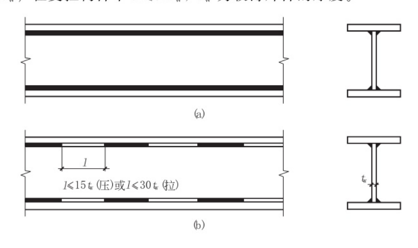


图 12.7 连续角焊缝和间断角焊缝示意图

(a) 连续角焊缝；(b) 间断角焊缝

焊缝按施焊位置分，有俯焊(平焊)、立焊、横焊和仰焊四种，如图12.8所示。俯焊的施焊工作方便，质量好，效率高；立焊和横焊是在立面上施焊的竖向和水平焊缝，生产效率和焊接质量比俯焊的差一些；仰焊是仰望向上施焊，操作条件最差，焊缝质量不易保证，因此应尽量避免采用仰焊焊缝。

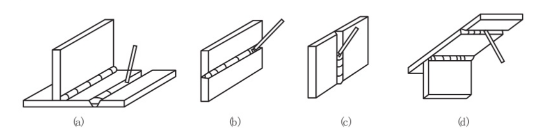


图 12.8 焊缝施焊位置

(a) 平焊；(b) 横焊；(c) 立焊；(d) 仰焊

5. 焊缝缺陷、质量检验和焊缝级别

1) 焊缝缺陷

焊缝缺陷(如图12.9所示)是指焊接过程中，产生于焊缝金属或邻近热影响区钢材表面或内部的缺陷。常见的缺陷有：①焊瘤；②咬边，如焊缝与母材交界处形成凹坑；③弧坑，起弧或落弧处焊缝所形成的凹坑；④未熔合，指焊条熔融金属与母材之间局部未熔合；⑤母材被烧穿；⑥气孔；⑦非金属夹渣；⑧裂纹；⑨未焊透。以上这些缺陷，一般都会引起应力集中削弱焊缝有效截面，降低承载能力，尤其裂纹对焊缝受力的危害最大。它会产生严重的应力集中，并易于扩展引起断裂，按规定是不允许发生裂纹的。因此，若发现焊缝有裂纹，应彻底铲除后补焊。

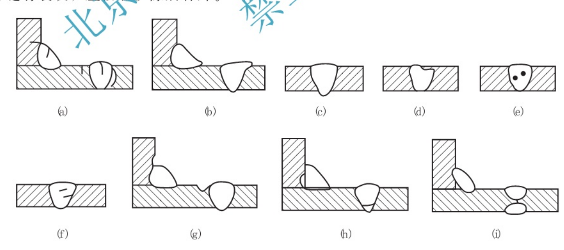


图 12.9 焊缝缺陷

(a) 裂纹；(b) 焊瘤；(c) 烧穿；(d) 弧坑；(e) 气孔；(f) 夹渣；(g) 咬边；(h) 未熔合；(i) 未焊透

2) 焊缝质量检验和焊缝级别

根据结构类型和重要性，《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205—2001)将焊缝质量检验级别分为三级。Ⅰ级焊缝超声波和射线探伤的比例均为100%；Ⅱ级焊缝超声波和射线探伤的比例均为20%，且均不小于200mm，当焊缝长度小于200mm时，应对整条焊

缝探伤；Ⅲ级检验项目规定只对全部焊缝做外观检查，即检验焊缝实际尺寸是否符合要求和有无看得见的裂纹、咬边和气孔等缺陷。探伤应符合《钢焊缝手工超声波探伤方法和探伤结果分级》(GB/T 11345—1989)或《金属熔化焊焊接接头射线照相》(GB/T 3323—2005)的规定。

钢结构中一般采用Ⅲ级焊缝，可满足通常的强度要求，但其对接焊缝的抗拉强度有较大的变异性，《钢结构设计规范(送审稿)》(GB 50017—2012)规定，其设计值仅为主体钢材的85%左右。因而对有较大拉应力的对接焊缝，以及直接承受动力荷载构件的较重要的焊缝，可部分采用Ⅱ级焊缝，对动力和疲劳性能有较高要求处可采用Ⅰ级焊缝。

6. 焊缝符号及标注方法

在钢结构施工图上焊缝应采用焊缝符号表示，焊缝符号及标注方法应按《建筑结构制图标准》(GB/T 50105—2010)和《焊缝符号表示法》(GB/T 324—2008)执行。

焊缝符号由指引线和两条相互平行的基本符号组成，必要时还可加上辅助符号、补充符号和焊缝尺寸符号。

(1) 指引线一般由单箭头的指引和两条相互平行的基准线所组成。一条基准线为实线，另一条为虚线，均为细线。虚线的基准线可以画在实线基准线的上侧或下侧。基准线一般应与图样的底边相平行，但在特殊条件下也与底边相垂直。为引线的方便，允许箭头弯折一次。焊缝指引线的画法如图12.10所示。

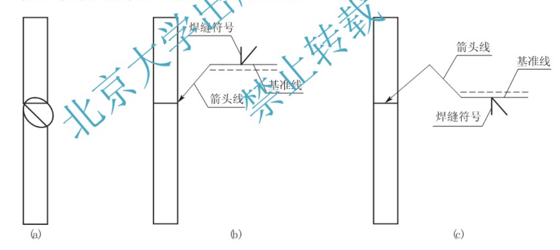


图12.10 焊缝指引线的画法

(2) 基本符号用以表示焊缝的形状。表12-1中摘录了一些常用的焊缝基本符号。

(3) 辅助符号是表示焊缝表面形状特征的符号，例如，对接焊缝表面余高的部分需加工，使其与焊件表面齐平，则可在对接焊缝符号上加一短画，此短画即为辅助符号。

(4) 当焊缝分面比较复杂时，在标准焊缝代号的同时，可在图形边的焊缝处加粗线、栅线等补充符号强调焊缝的重要性，如图12.11所示。

表 12－1　焊缝符号中的基本符号、辅助符号和补充符号摘录

对接焊缝					角焊缝
Ⅰ形焊缝	V 形焊缝	单边 V 形焊缝	带钝边的 V 形焊缝	带钝边的 U 形焊缝	

示意图	符号	示例
		或

…的箭头侧，基本符号应标在基准线的实线侧。
…的非箭头侧，基本符号应标在基准线的虚线侧。



图 12.11 补充焊缝

(a) 可见焊缝；(b) 双边焊缝；(c) 不可见焊缝；(d) 双边安装焊缝

12.1.2 对接焊缝连接的构造和计算

1. 对接焊缝的构造

1）接口形式

对接焊缝的焊件常需要做成坡口，故又称坡口焊接。坡口形势与焊件的厚度有关。当焊件厚度 $t\leqslant 6$mm 时，可用直边缝；当 6mm$\leqslant t\leqslant$20mm，对于一般厚度的焊件可采用具有斜坡口的单边 V 形或 V 形焊缝；当焊接厚度 $t>20$mm，则采用 U 形、K 形和 X 形坡口，如图 12.12 所示。

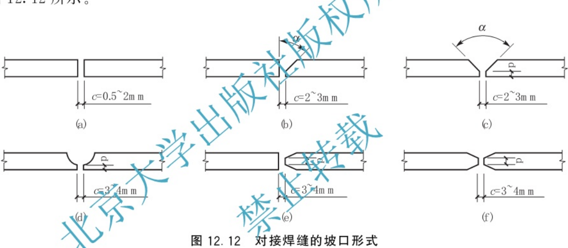


图 12.12 对接焊缝的坡口形式

(a) 直边缝；(b) 单边 V 形坡口；(c) V 形坡口；(d) U 形坡口；(e) K 形坡口；(f) X 形坡口

2）引弧板与垫板

对接焊缝的起点和终点，常因不能熔透而出现凹形的焊口，受力后易出现裂缝及应力集中。为此，施焊时常采用引弧板。但采用引弧板时很麻烦，一般在工厂焊接时可采用引弧板，而在工地焊接时，除了受动力荷载的结构外，一般不用引弧板，而是在计算时扣除焊缝两端板厚的长度。

在焊接时，为防止熔化金属流淌或使根部焊透，常采用垫板。

3）截面的改变

在对接焊缝的拼接中，当焊件的宽度不同或厚度相差 4mm 以上时，应分别在宽度或厚度方向从一侧或两侧做成坡度不大于 1∶2.5 的斜角，以使截面过渡和缓，减小应力集中，如图 12.13 所示。

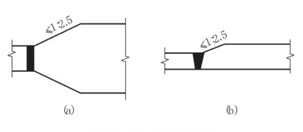


图 12.13 钢板拼接

(a) 改变宽度；(b) 改变厚度

2. 对接焊缝的计算

焊缝计算原则：① Ⅰ、Ⅱ级检验的焊缝与

母材强度相等，Ⅲ级焊缝抗压、抗剪强度与母材强度相等，但抗拉强度低于母材，故Ⅰ、Ⅱ级或没有拉应力的Ⅲ级对接焊缝，用引弧板时可不进行焊缝强度计算；②不采用引弧板的Ⅰ、Ⅱ级对接焊缝和Ⅲ级检验的焊缝才需按公式进行抗拉强度验算。如果用直缝不能满足强度需要时，可采用斜对接焊缝。计算证明，焊缝与作用力间的夹角 θ 满足 $\tan\theta \leqslant 1.5$ 时，斜焊缝的强度不低于母材强度，可不再进行验算。

(1) 在与其长度方向垂直的轴心拉力或轴心压力作用下(表 12-2 所示为轴心受力形式图)，抗拉强度的计算公式为

$$\sigma = \frac{N}{l_w t} \leqslant f_t^w \text{ 或 } f_c^w \tag{12.1}$$

式中：N——轴心拉力或压力；

l_w——焊缝长度，当对接焊缝无法采用引弧板施焊时，计算中应将每条焊缝的长度各减去 $2t$(t 为较薄焊件厚度)；

t——焊缝厚度，在对接接头中为连接件的较小厚度，在T形接头中为腹板的厚度；

f_t^w、f_c^w——对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值。

应用案例 12-1

试验算如图 12.14 所示的钢板的对接焊缝的强度。图中 $b=600$mm，$t=20$mm，轴心力的设计值为 $N=2200$kN。钢材为 Q235B，手工焊，焊条为 E43 型，三级检验标准的焊缝，施焊时加引弧板。

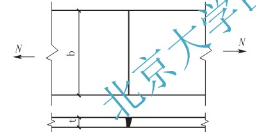


图 12.14 轴心受力的对接焊缝连接

【解】

因为施焊时加引弧板，直接连接其计算长度 $l_w=600$mm。焊缝正应力为

$$\sigma = \frac{N}{l_w t} = \frac{2000 \times 10^3}{600 \times 20} \approx 167(\text{N/mm})^2 < f_t^w = 175\text{N/mm}^2$$

故焊缝强度满足要求。

【案例点评】 本案例是最简单的对接焊缝连接，如果在计算中不满足要求时，可采取如下措施：①提高焊缝的质量标准；②可采用斜对接焊缝。计算证明，焊缝与作用力间的夹角 θ 满足 $\tan\theta \leqslant 1.5$ 时，斜焊缝的强度不低于母材强度，可不再进行验算。

(2) 在正应力 σ 和剪应力 τ 作用时(表 12-2 为弯剪共同作用形式图)，计算公式为

$$\sigma \leqslant f_t^w \text{ 或 } f_c^w \tag{12.2}$$

$$\tau \leqslant f_v^w \tag{12.3}$$

式中：f_v^w——对接焊缝的抗剪强度设计值。

在同时受有较大正应力和剪应力处，应按下式的折算应力计算其强度

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leqslant 1.1 f_t^w \tag{12.4}$$

(3) 在对接焊缝连接计算时，将焊缝视为完全弹性体进行计算，故与材料力学的计算方法相一致，本教材不再详述，表 12-2 列出了几种实际结构中常用对接焊缝连接的焊缝强度计算公式。

表 12-2 对接焊缝连接的强度计算方式

形式	连接形式及受力情况	计算内容	计算公式	备注
轴心受力		拉应力或压应力	$\sigma=\frac{N}{l_w t}\leqslant f_t^w$ 或 f_c^w	
弯剪共同作用		正应力 剪应力	$\sigma=\frac{6M}{l_w^2 t}\leqslant f_t^w$ 或 f_c^w $\tau=\frac{1.5V}{l_w t}\leqslant f_v^w$	
弯剪轴力共同作用		正应力 剪应力 折算应力	$\sigma=\frac{N}{A_w}+\frac{M}{W_w}\leqslant f_t^w$ 或 f_c^w $\tau=\frac{VS_w}{I_w t}\leqslant f_v^w$ $\sqrt{\sigma_1^2+3\tau_1^2}=\sqrt{\left(\frac{N}{A_w}+\frac{My_1}{I_w}\right)^2+3\left(\frac{VS_{w1}}{I_w t}\right)}\leqslant 1.1f_t^w$	在正应力和剪应力都较大的地方才需要计算折算应力，如图中 a 点处
牛腿连接的对接焊缝		正应力 剪应力 折算应力	$\sigma=\frac{M}{W_w}\leqslant f_t^w$ 或 f_c^w $\tau=\frac{V}{A_w'}=\frac{V}{ht}\leqslant f_v^w$ $\sqrt{\sigma^2+3\tau^2}=\sqrt{\left(\frac{M}{W_w}\right)^2+3\left(\frac{V}{ht}\right)^2}\leqslant 1.1f_t^w$	如连接在翼缘处无横向加劲肋加强，则计算正应力 σ_1 时也不应计入翼缘水平焊缝，即 $W_w=\frac{h^2t}{6}$

注：N、M、V——作用于连接处的轴心力、弯矩和剪力；

l_w——焊缝的计算长度；

t——焊缝的厚度；

A_w、W_w——焊缝截面的面积和抵抗矩；

S_w——所求剪应力处以上的焊缝截面对中和轴的面积矩；

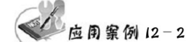
I_w——焊缝截面的惯性矩；

y_1——a 点到中和轴的距离；

S_{w1}——计算 a 点剪应力所用的焊缝截面的面积矩；

A'_w——竖直焊缝的截面积，$A'_w = ht$；

h——竖直焊缝的长度(牛腿截面高度)。



应用案例 12-2

计算工字形截面牛腿与钢柱连接的对接焊缝强度，如图 12.15 所示。$F=500$kN(设计值)，偏心距 $e=300$mm。钢材为 Q235B，焊条为 E43 型，手工焊。焊缝为三级检验标准，上、下翼缘加引弧板和引出板施焊。

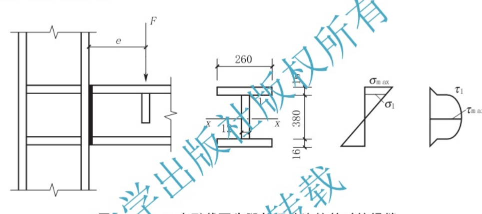


图 12.15　工字形截面牛腿与钢柱连接的对接焊缝

【解】

(1) 截面几何特征值和内力计算。

$$I_x = \left(\frac{1}{12}\times 1.2\times 38^3 + 2\times 1.6\times 26\times 19.8^2\right)\text{cm}^4 \approx 38105\text{cm}^4$$

$$S_{x1} = (26\times 1.6\times 19.8)\text{cm}^3 \approx 824\ \text{cm}^3$$

$$V = F = 500\text{kN},\ M = (500\times 0.30)\text{kN}\cdot\text{m} = 150\text{kN}\cdot\text{m}$$

(2) 内力计算。

① 最大正应力为

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{I_x}\cdot\frac{h}{2} = \left(\frac{150\times 10^6\times 206}{38105\times 10^4}\right)\text{N/mm}^2 \approx 81.09\ \text{N/mm}^2 < f_t^w = 185\ \text{N/mm}^2$$

② 最大剪应力

$$\tau_{\max} = \frac{VS_x}{I_x t} = \left[\frac{500\times 10^3}{38105\times 10^4\times 12}\times\left(260\times 16\times 198 + 190\times 12\times\frac{190}{2}\right)\right]\text{N/mm}^2$$
$$\approx 113.75\ \text{N/mm}^2 \approx f_v^w = 125\ \text{N/mm}^2$$

③ “1”点的折算应力为

$$\sigma_1 = \sigma_{\max}\cdot\frac{190}{206} = \left(81.09\times\frac{190}{206}\right)\text{N/mm}^2 \approx 74.8\text{N/mm}^2$$

$$\tau_1 = \frac{VS_{x1}}{I_x t} = \left(\frac{500\times 10^3\times 824\times 10^3}{38105\times 10^4\times 12}\right)\text{N/mm}^2 \approx 90.10\ \text{N/mm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{74.8^2 + 3\times 90.10^2}\ \text{N/mm}^2 \approx 173.06\ \text{N/mm}^2 \leqslant 1.1\times 185 = 203.5\ \text{N/mm}^2$$

故焊缝强度满足要求。

【案例点评】 本案例是实际结构中常用的对接焊缝连接，除了要验算最大正应力和剪应力点要满足要求外，在正应力和剪应力都较大的地方也需要计算折算应力，如案例中翼缘板和腹板交界处（“1”点处）。

12.1.3 角焊缝的构造与计算

1. 角焊缝的构造

1）角焊缝的形式

角焊缝按其与作用力的关系可分为正面角焊缝、侧面角焊缝和斜面角焊缝。正面角焊缝的焊缝与作用力垂直；侧面角焊缝的焊缝长度方向与作用力平行；斜焊缝的焊缝长度方向与作用力倾斜。按其截面形式可分为直角角焊缝和斜角角焊缝。

直角角焊缝通常做成表面微凸的等腰直角三角形截面，如图12.16(a)所示。在直接承受动力荷载的结构中，正面角焊缝的截面常采用，如图12.16(b)所示的形式，侧面角焊缝的截面则做成凹面式，如图12.16(c)所示。本教材讲述时主要介绍，如图12.16(a)这种焊缝形式。

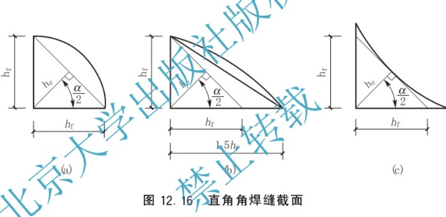


图 12.16 直角角焊缝截面

两焊角边的夹角 $\alpha>90°$ 或 $\alpha<90°$ 的焊角称为斜角角焊缝，斜角角焊缝常用于钢漏斗和钢管结构中。对于夹角 $\alpha>135°$ 或 $\alpha<60°$ 的斜角角焊缝，除钢管结构外，不宜用做受力焊缝。

2）角焊缝的构造要求

(1) 最小焊角尺寸。角焊缝的焊角尺寸不能过小，否则焊接时产生的热量较小，而焊件厚度较大，致使施焊时冷却速度过快，产生淬硬组织，导致母材开裂。《钢结构设计规范》规定

$$h_f \geqslant 1.5\sqrt{t_2} \tag{12.5}$$

式中：t_2——较厚焊件厚度，单位为mm。

焊角尺寸取毫米的整数，小数点以后都进为1。当焊件厚度小于或等于4mm时，取与焊件厚度相同。

(2) 最大焊脚尺寸。为了避免焊缝收缩时产生较大的焊接残余应力和残余变形，且热影响区扩大，容易产生热脆，较薄焊件容易烧穿，《钢结构设计规范》规定，除钢管结构外，角焊缝的焊角尺寸[图12.17(a)]应满足

$$h_f \leqslant 1.2t_1 \tag{12.6}$$

式中：t_1——较薄焊件厚度，单位为mm。

对板件边缘的角焊缝[图12.17(b)]，当板件厚度$t>6$mm时，根据焊工的施焊经验，不易焊满全厚度，故取$h_f \leqslant t-(1\sim2)$mm；当$t \leqslant 6$mm时，通常采用小直径焊条施焊，易于焊满全厚度，则取$h_f \leqslant t$。

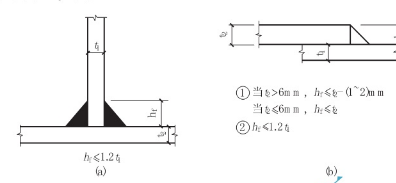


图12.17 最大焊角尺寸

(3) 角焊缝的最小计算长度。角焊缝的焊角尺寸大而长度较小时，焊件的局部加热严重，焊缝起灭弧所引起的缺陷相距太近，加之焊缝中可能产生其他缺陷(气孔、非金属夹杂等)，使焊缝不够可靠。因此，为了使焊缝能够具有一定的承载能力，根据使用经验，侧面角焊缝或正面角焊缝的计算长度不得小于$8h_f$和40mm。

(4) 侧面角焊缝的最大计算长度。侧面角焊缝在弹性阶段沿长度方向受力不均匀，两端大而中间小。焊缝越长，应力集中越明显。如果焊缝长度超过某一限值时，有可能首先在焊缝的两端破坏，故一般规定侧面角焊缝的计算长度$l_w \leqslant 60h_f$。当实际长度大于上述限值时，其超过部分在计算中不予考虑。

(5) 搭接连接的构造要求。如图12.18所示，当板件端部仅有两条侧面角焊缝连接时，试验结果表明，连接的承载力与B/l_w有关。B为两侧焊缝的距离，l_w为侧焊缝的计算长度。当$B/l_w>1$时，连接的承载力随着B/l_w的增大而明显下降。为使连接强度不致过分降低，应使每条侧焊缝的计算长度不宜小于两侧焊缝之间的距离，即$B/l_w<1$。两侧面角焊缝之间的距离B也不宜大于$16t$($t>12$mm)或190mm($t \leqslant 12$mm)，t为较薄焊件的厚度，以免因焊缝横向收缩，引起板件向外发生较大拱曲。

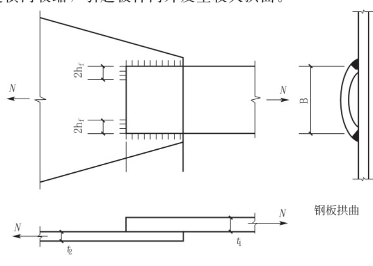


图12.18 焊缝长度及两侧焊缝间距

在搭接连接中，当仅采用正面角焊缝时，如图 12.19 所示，其搭接长度不得小于焊件较小厚度的 5 倍，也不得小于 25mm。

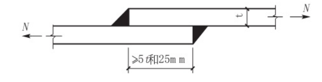


图 12.19 搭接连接

(6) 减小角焊缝应力集中的措施。杆件端部搭接采用三面围焊时，在转角处截面突变，会产生应力集中，如在此处起灭弧，可能出现弧坑或咬肉等缺陷，从而加大应力集中的影响，故所有围焊的转角处必须连续施焊。对于非围焊情况，当角焊缝的端部在构件转角处时，可连续地实施长度为 $2h_f$ 的绕角焊(图 12.18)。

2. 角焊缝的计算

(1) 角焊缝计算前需要注意以下几点。

① 角焊缝的应力状态非常复杂，由图 12.20 可以看出端缝破坏时的应力分布和侧缝破坏时的应力分布是不均匀的，但在计算角焊缝强度时，假定有效截面上的应力均匀分布。

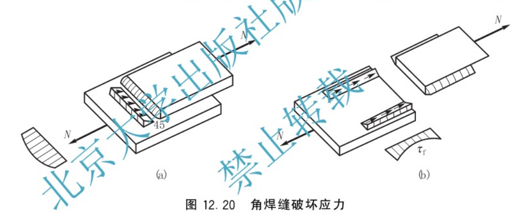


图 12.20 角焊缝破坏应力

(a)正面角焊缝的应力；(b)侧面角焊缝的应力

② 试验表明，直角角焊缝的破坏常发生在 45°线的喉部，如图 12.21 所示。故通常取直角角焊缝的计算截面(有效截面)为 45°方向的最小截面。h_f 为角焊缝的焊角尺寸，h_e 为直角角焊缝的有效厚度。$h_e=\frac{\sqrt{2}}{2}h_f\approx0.707h_f$，通常取 $h_e=0.7h_f$。

③ 不分抗拉、抗压或抗剪，角焊缝都取同一强度设计值 f_f^w。

(2) 直角角焊缝的计算有以下几种情况。

① 直接承受动力荷载结构中的直角角焊缝计算。

a. 在通过焊缝形心的拉力、压力或剪力作用下的公式为

$$\sigma_f(\text{或}\ \tau_f)=\frac{N}{h_e l_w}\leqslant f_f^w \tag{12.7}$$

式中：h_e——角焊缝的有效厚度，对直角角焊缝取 $0.7h_f$，h_f 为较小焊脚尺寸；

l_w——角焊缝的计算长度，对每条焊缝取其实际长度减去 $2t$(t 为较薄焊件厚度)；

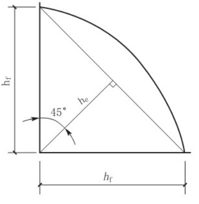


图 12.21 直角角焊缝截面

f_f^w——角焊缝的强度设计值。

b. 在其他力或各种力综合作用下的公式为

$$\sqrt{\sigma_f^2+\tau_f^2}\leqslant f_f^w \tag{12.8}$$

式中：σ_f——按角焊缝的有效截面($h_e l_w$)计算，垂直于焊缝长度方向的应力；

τ_t——按角焊缝的有效截面计算，沿焊缝长度方向的剪应力。

② 承受静力荷载和间接承受动力荷载结构中的直角角焊缝计算。

a. 在与焊缝长度方向垂直的轴心力作用下的公式为

$$\sigma_f=\frac{N}{h_e l_w}\leqslant 1.22f_f^w \tag{12.9}$$

b. 在与焊缝长度方向平行的轴心力作用下的公式为

$$\tau_f=\frac{N}{h_e l_w}\leqslant f_f^w \tag{12.10}$$

c. 在其他力或各种力综合作用下，σ_f 和 τ_f 的共同作用处的公式为

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2+\tau_f^2}=\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{1.22}\right)^2+\tau_f^2}\leqslant f_f^w \tag{12.11}$$

知识链接

β_f 为正面角焊缝的强度增大系数，对承受静荷载或间接承受动荷载的结构 $\beta_f=1.22$；对直接承受动荷载的结构 $\beta_f=1.0$。

③ 在实际结构中，根据常用的连接形式，表12-3列出了几种常用直角角焊缝连接的强度计算公式，在具体设计与验算时采用。

表12-3 直角角焊缝连接的强度计算公式

项次	连接形式及受力情况	计算公式	备注
1	N N	$\frac{N}{0.7h_f\sum\beta_f l_w}\leqslant f_f^w$	端缝 静力 $\beta_f=1.22$ 侧缝 $\beta_f=1.0$
2	N N l_w h_{f1} h_{f2}	$\frac{N}{0.7\beta_f(h_{f1}+h_{f2})l_w}\leqslant f_f^w$	动荷载作用 $\beta_f=1.22$ 静载或间动载作用 $\beta_f=1.0$

续表

项次	连接形式及受力情况	计算公式	备注
3	V, N, M, l_w	$\left[\frac{1}{\beta_f^2}\left(\frac{N}{2\times0.7h_f l_w}+\frac{6M}{2\times0.7h_f l_w^2}\right)^2+\left(\frac{V}{2\times0.7h_f l_w}\right)^2\right]^{0.5}\le f_f^w$	
4	横向加劲肋；"1"；"2"；V；M；焊缝截面	$\frac{M}{W_{w1}}\le\beta_f f_f^w$ $\sqrt{\frac{1}{\beta_f^2}\left(\frac{M}{W_{w2}}\right)^2+\left(\frac{V}{A'_w}\right)^2}\le f_f^w$	如连接在翼缘无横向加劲肋加强，则只有竖直焊缝传力；这时，应按3计算
5	横向加劲肋；e；Q；"1"；焊缝截面	$\sqrt{\frac{1}{\beta_f^2}\left(\frac{Qe}{W_{w1}}\right)^2+\left(\frac{Q}{A'_w}\right)^2}\le f_f^w$	
6	e；Q；y_1；O；x_2；x_1；"1"；"2"；焊缝截面	焊缝"1"点处： $\sqrt{\frac{1}{\beta_f^2}\left(\frac{Q}{A_w}+\frac{Qex_1}{I_{wp}}\right)^2+\left(\frac{Qey_1}{I_{wp}}\right)^2}\le f_f^w$ 焊缝"2"点处： $\sqrt{\frac{1}{\beta_f^2}\left(\frac{Qy_1}{I_{wp}}\right)^2+\left(\frac{Q}{A_w}-\frac{Qex_2}{I_{wp}}\right)^2}\le f_f^w$	

注：h_f（h_{f1}、h_{f2}）——角焊缝的较小焊脚尺寸；

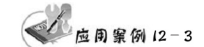
$\sum l_w$——连接一边的焊缝计算长度；

W_{w1}、W_{w2}——焊缝有效截面对"1"点和"2"点的抵抗矩；

A'_w——腹板连接焊缝（竖直焊缝）的有效截面面积；

A_w——焊缝有效截面面积；

I_{wp}——焊缝有效截面对其形心 O 点矩，其值为 $I_{wp}=I_{wx}+I_{wy}$。



应用案例 12－3

试设计用拼接盖板的对接连接（图 12.22）。已知钢板宽 $B=270\text{mm}$，厚度 $t_1=28\text{mm}$。该连接承受静力荷载 $N=1400\text{kN}$（设计值），钢材为 Q235B，手工焊，焊条为 E43 型。

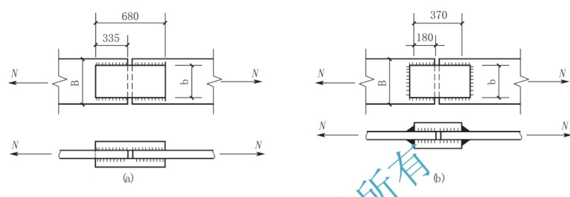


图 12.22　拼接盖板的对接连接

【解】

（1）确定拼接板尺寸（厚度 t_2、宽度 b）及角焊缝焊角尺寸（h_f）。

主体钢板宽度为 270mm，为便于施焊，拼接板宽度取为 240mm，每边留出 15mm。由 $Bt_1=2bt_2$ 得 $t_2=14.4\text{mm}$，本例取 $t_2=16\text{mm}$。

角焊缝的焊脚尺寸 h_f 应根据板件厚度确定

$$h_{f,\max}=t-(1\sim2)=[16-(1\sim2)]\text{mm}=14\sim15\text{mm}$$

$$h_{f,\min}=1.5\sqrt{t_1}=1.5\sqrt{28}\,\text{mm}\approx7.9\text{mm}$$

取 $h_f=10\text{mm}$，查表得角焊缝强度设计值 $f_f^w=160\ \text{N/mm}^2$。

（2）采用两面侧焊时[图 12.22(a)]。

① 焊缝总长度为

$$\sum l_w=\frac{N}{h_e f_f^w}=\left(\frac{1400\times10^3}{0.7\times10\times160}\right)\text{mm}=1250\text{mm}$$

② 一条焊缝的实际长度为

$$l'_w=\frac{\sum l_w}{4}+2h_f=\left(\frac{1250}{4}+20\right)\text{mm}\approx333\text{mm}<60h_f=(60\times10)\text{mm}=600\text{mm}$$

③ 盖板长度为

$$L=2l'_w+10=(2\times333+10)\text{mm}=676\text{mm}$$

取 680mm。

④ 由构造要求可知

$$b=240\text{mm}<l_w=313\text{mm}\ 且\ b<16t=16\times16=256\text{mm}$$

满足要求，故选定拼接盖板尺寸为 680mm×240mm×16mm。

（3）采用三面围焊时[图 12.22(b)]。

① 端面角焊缝承担 N'

$$N'=2\beta_f f_f^w h_e l'_w=(2\times0.7\times10\times160\times1.22\times240)\text{N}=655872\text{N}$$

侧面角焊缝承担 N_1，$N_1=N-N'$。

特别提示

采用三面围焊时，首先使正面角焊缝焊满，得到充分利用，然后再计算侧面角焊缝。

② 焊缝长度计算，即

$$\sum l_w = \frac{N_1}{0.7h_f f_f^w} = \left(\frac{1400000-655872}{0.7\times10\times160}\right)\text{mm} \approx 664\text{mm}$$

③ 一条焊缝长度为

$$l'_w = \frac{\sum l_w}{4} + h_f = \left(\frac{664}{4}+10\right)\text{mm} = 176\text{mm}$$

取为180mm。

④ 盖板长度为

$$L_{板} = 2l'_w + a = (2\times180+10)\text{mm} = 370\text{mm}$$

故选定拼接盖板尺寸为370mm×240mm×16mm。

【案例点评】 设计该类问题时，要确定设计拼接板厚度(t_2)和拼接板宽度(B)，要遵循等面积或等强度原则，即主板截面面积与拼接板截面面积相等的原则，先根据焊缝要求大体确定拼接板宽度，然后根据以上原则计算确定拼接板厚度。

④ 角钢与钢板连接的角焊缝。这种角焊缝常常用在角钢与节点板的连接计算中，表12-4列出了常用的几种连接形式的角焊缝强度计算公式。

表12-4 角钢与钢板连接的强度计算公式

项次	连接形式	计算公式	备注
1	“1” “2” N	$l_{w1}=\dfrac{k_1 N}{2\times0.7h_{f1}f_f^w}$ $l_{w2}=\dfrac{k_2 N}{2\times0.7h_{f2}f_f^w}$	两侧缝连接
2	“1” “2” “3” N	$N_1=k_1N-\dfrac{N_3}{2}$ $N_2=k_2N-\dfrac{N_3}{2}$ $N_3=2\times0.7h_{f3}f_f^w\beta_f$ $l_{w1}=\dfrac{N_1}{2\times0.7h_{f1}f_f^w}$ $l_{w2}=\dfrac{N_2}{2\times0.7h_{f2}f_f^w}$	采用三面围焊，首先使正面角焊缝焊满充分利用

续表

项次	连接形式	计算公式	备注
3	“1” N “3”	$N_3=2\times k_2 N$ $l_{w1}=\dfrac{N-N_3}{2\times 0.7h_{f1}f_f^w}$ $h_{f3}=\dfrac{N_3}{2\times 0.7l_w f_f^w \beta_f}$	L型围焊一般只宜用于内力较小的杆件，并使$l_{w1}\geqslant l_{w3}$

注：h_{f1}、l_{w1}——一个角钢肢背侧焊缝的焊脚尺寸和计算长度；

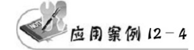
h_{f2}、l_{w2}——一个角钢肢尖侧焊缝的焊脚尺寸和计算长度；

h_{f3}、l_{w3}——一个角钢端焊缝的焊脚尺寸和计算长度；

k_1、k_2——角钢肢背和肢尖的焊缝内力分配系数，按表12-5确定。

表12-5 焊缝内力分配系数 k_1 和 k_2

项次	角钢类型	连接形式	焊缝内力分配系数	
			k_1(肢背)	k_3(肢尖)
1	等边角钢	k_1 k_2	0.70	0.30
2	不等边角钢 短边相连	k_1 k_2	0.75	0.25
3	不等边角钢 长边相连	k_1 k_2	0.65	0.35



应用案例12-4

试确定图12.23所示承受静力荷载作用的三面围焊连接的承载力及肢尖焊缝的长度。已知角钢为2∟125×10，与厚度为8mm的节点板连接，其肢背搭接长度为300mm，焊脚尺寸均为h_f=8mm，钢材为Q235B，手工焊，焊条为E43型。

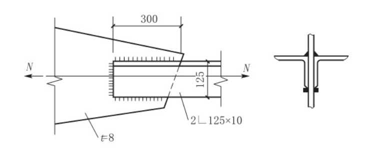


图 12.23　应用案例 12－4 图

【解】

查表得：$f_f^w=160\ \text{N/mm}^2$，$k_1=0.7$，$k_2=0.3$。

(1) 端部焊缝承担的力 N_3 为

$$N_3=2\times0.7h_{f3}l_{w3}\beta_f f_f^w=(2\times0.7\times8\times125\times1.22\times160)\text{kN}\approx273.3\text{kN}$$

(2) 肢背焊缝承担的力 N_1 为

$$N_1=2h_e l_{w1}f_f^w=(2\times0.7\times8\times(300-8)\times160)\text{kN}\approx523.3\text{kN}$$

(3) 焊缝连接承担的力 N：

$$N_1=k_1N-\frac{N_3}{2}=0.7N-\frac{273.3}{2}\text{kN}\approx523.3\text{kN}$$

$$N=\left(\frac{523.3+136.65}{0.7}\right)\text{kN}\approx942.79\text{kN}$$

(4) 肢尖焊缝承担的力 N_2 为

$$N_2=k_2N-\frac{N_3}{2}=(0.3\times942.79-136.65)\text{kN}\approx146.2\text{kN}$$

(5) 肢尖焊缝长度为

$$l'_{w2}=\frac{N_2}{2h_e f_f^w}+8=\left(\frac{146.2\times10^3}{2\times0.7\times8\times160}+8\right)\text{mm}\approx89.6\text{mm}\approx100\text{mm}$$

【案例点评】本案例为已知焊缝求解外力，同时求肢尖焊缝长度，在计算时要注意公式的灵活运用。

课题 12.2　螺栓连接计算

螺栓连接分普通螺栓连接和高强度螺栓连接。

普通螺栓分 A、B、C 三级。A、B 级螺栓统称精制螺栓，C 级螺栓习称粗制螺栓，A 级和 B 级螺栓材料的性能等级为 5.6 级或 8.8 级，C 级螺栓材料性能等级为 4.6 级或 4.8 级。螺栓性能等级表示“$m.n$ 级”，小数点前的数字表示螺栓成品的抗拉强度不小于 $m\times100\text{N/mm}^2$，小数点及小数点后的数字表示螺栓材料的屈强比，即屈服点(高强度螺栓取材料条件屈服点)与抗拉强度的比值。A、B 级精制螺栓具有较高的精度，因而受剪性能好。但制作和安装复杂，价格较高，已很少在钢结构中采用。C 级螺栓由未经加工的圆钢压制而成，采用 C 级螺栓的连接，便于安装，且能有效的传递拉力，故一般可用于沿螺栓杆轴受拉的连接及次要结构的抗剪连接或安装的临时固定。

高强度螺栓分高强度螺栓摩擦型连接、高强度螺栓承压型连接两种，一般采用 45 号钢、40B 钢和 20MnTiB 钢加工而成，性能等级包括 8.8 级和 10.9 级两种，即经热处理

后，螺栓抗拉强度应分别不低于 $800N/mm^2$ 和 $1000\ N/mm^2$。摩擦型连接的螺栓孔径 d_0 比螺栓公称直径 d 大 1.5～2.0mm，承压型连接的螺栓孔径 d_0 比螺栓公称直径 d 大 1.0～1.5mm。摩擦型连接只依靠被连接板件间强大的摩擦阻力来承受外力，以摩擦阻力被克服作为连接承载能力的极限状态。承压型连接允许被连接件之间接触面发生相对滑移，以栓杆被剪断或承压破坏作为连接承载能力的极限状态。承压型连接的承载力比摩擦型连接高，可节约螺栓，但剪切变形大，故不能用于承受动力荷载的结构中。摩擦型连接的剪切变形小，弹性性能好，施工较简单，可拆卸，耐疲劳，特别适用于承受动力荷载的结构。

12.2.1 普通螺栓连接的构造和计算

1. 普通螺栓连接的构造

在同一结构连接中，为了便于制造，宜用一种直径。常用的标准螺栓直径是 M16、M18、M20、M22、M24 等规格。螺栓直径选得合适与否，将影响到螺栓数目及连接节点的构造尺寸。

螺栓的排列应简单、统一而紧凑，满足受力要求，构造合理又便于安装。排列方式有并列排列和错列两种，并列较简单，错列较紧凑，如图 12.24 所示。

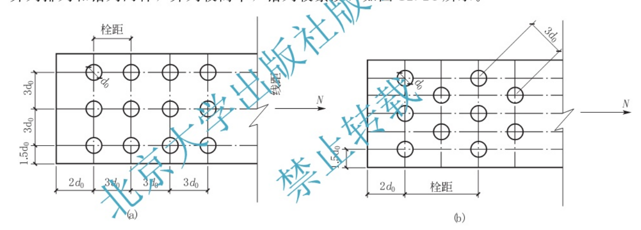


图 12.24 螺栓排列图

(a) 并列排列；(b) 错列排列

(1) 受力要求。螺栓孔(d_0)的最小端距(沿受力方向)为 $2d_0$，以免板端被剪掉；螺栓孔的最小边距(垂直于受力方向)为 $1.5d_0$(切割边)或 $1.2d_0$(轧成边)。在型钢上，螺栓应排列在型钢孔距规线上。中间螺孔的最小间距(栓距和线距)为 $3d_0$，否则螺孔周围应力集中的相互影响较大，且对钢板的截面削弱过多，从而降低其承载能力。

(2) 构造要求。螺栓的间距也不宜过大，尤其是受压板件当栓距过大时，容易发生凸曲现象。板和刚性构件(如槽钢、角钢等)连接时，栓距过大不易紧密接触，潮气易于侵入缝隙而锈蚀。《钢结构设计规范》规定，栓孔中心最大间距受压时为 $12d_0$ 或 $18t_{min}$(t_{min} 为外层较薄板件的厚度)，受拉时为 $16d_0$ 或 $24t_{min}$，中心构件边缘最大距离为 $4d_0$ 或 $8t_{min}$。

(3) 施工要求。螺栓应有足够距离，以便于转动扳手，拧紧螺母。

根据上述螺栓的最大、最小容许距离，排列螺栓时宜按最小容许距离取用，且宜取 5mm 的倍数，并按等距离布置，以缩小连接的尺寸。最大容许距离一般只在起连接作用的构造连接中采用，如表 12－6 所示。

表 12-6 螺栓或铆钉的最大、最小容许距离

<table>
<tr><th>名称</th><th colspan="3">位置和方向</th><th>最大容许距离(取两者的较小值)</th><th>最小容许距离</th></tr>
<tr><td rowspan="5">中心线距</td><td colspan="3">外排(垂直或顺内力方向)</td><td>$8d_0$ 或 $12t$</td><td rowspan="5">$3d_0$</td></tr>
<tr><td rowspan="3">中间排</td><td colspan="2">垂直内力方向</td><td>$16d_0$ 或 $24t$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">顺内力方向</td><td>压力</td><td>$12d_0$ 或 $18t$</td></tr>
<tr><td>拉力</td><td>$16d_0$ 或 $24t$</td></tr>
<tr><td colspan="3">沿对角线方向</td><td>—</td></tr>
<tr><td rowspan="4">中心至构件边缘距离</td><td colspan="3">顺内力方向</td><td rowspan="4">$4d_0$ 或 $8t$</td><td>$2d_0$</td></tr>
<tr><td rowspan="3">垂直内力方向</td><td colspan="2">剪切边或手工气制边</td><td rowspan="2">$1.5d_0$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">轧制边自动精密或锯割边</td><td>高强度螺栓</td></tr>
<tr><td>其他螺栓或铆钉</td><td>$1.2d$</td></tr>
</table>

注：(1) d_0 为螺栓孔或铆钉孔直径，t 为外层较薄板件的厚度。

(2) 钢板边缘与刚性构件(如角钢、槽钢等)相连的螺栓或铆钉的最大间距，可按中间排的数值采用。

2. 普通螺栓连接的计算

普通螺栓连接，按螺栓传力方式可分为受剪螺栓连接、受拉螺栓连接和拉剪螺栓连接三种。受剪螺栓连接是靠栓杆受剪和孔壁承压传力；受拉螺栓连接是靠沿栓杆轴方向受拉传力；拉剪螺栓连接则同时兼有上述两种传力方式。

1) 受剪螺栓连接

(1) 受力性能和破坏形式。在开始受力阶段，作用力主要靠钢板之间的摩擦力来传递。由于普通螺栓紧固的预拉力很小，即板件之间的摩擦力也很小，当外力逐渐增长到克服摩擦力后，板件发生相对滑移，而使栓杆和孔壁靠紧，此时栓杆受剪，而孔壁承受挤压，如图 12.25 所示。随着外力的不断增大，连接达到其极限承载能力而发生破坏。

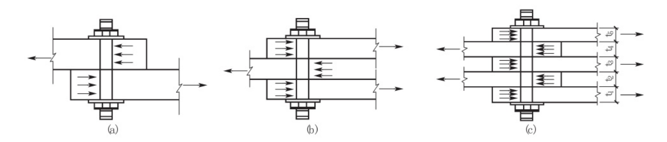


图 12.25 受剪螺栓示意图

(a) 单剪；(b) 双剪；(c) 四剪

受剪螺栓连接在达到极限承载力时可能出现如图 12.26 所示的五种破坏形式。

① 栓杆剪断[图 12.26(a)]，当螺栓直径较小而钢板相对较厚时，可能发生。

② 孔壁挤压坏[图 12.26(b)]，当螺栓直径较大钢板相对薄时，可能发生。

③ 钢板拉断[图 12.26(c)]，当钢板因螺孔削弱过多时，可能发生。

④ 端部钢板剪断[图 12.26(d)]，当顺受力方向的端距过小时，可能发生。

⑤ 栓杆受弯破坏[图 12.26(e)]，当螺栓过于细长时，可能发生。

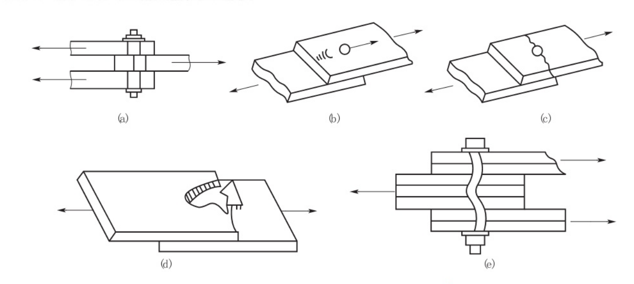


图 12.26　受剪螺栓受力

(a) 栓杆；(b) 孔壁挤压坏；(c) 钢板拉断；(d) 端部钢板剪断；(e) 螺栓杆受弯破坏

上述破坏形式中的后两种在选用最小容许端距 $2d_0$ 和使螺栓的夹紧长度不超过 $5d$ 的条件下，均不会发生。前三种形式的破坏，则需通过计算来防止的。

(2) 强度计算。

① 单个普通螺栓的抗剪承载力。普通螺栓连接的抗剪承载力，应考虑螺栓杆受剪和孔壁承压两种情况。假定螺栓受剪面上的剪应力是均匀分布的，则单个螺栓的抗剪承载力为

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b \tag{12.12}$$

承压承载力为

$$N_c^b = d \sum t f_c^b \tag{12.13}$$

取二者中最小值，即

$$[N]_v^b = \min \{ N_c^b, N_v^b \} \tag{12.14}$$

式中：$[N]_v^b$——单个剪力螺栓的承载力；

n_v——每个螺栓受剪面数目，单剪 $n_v=1$[图 12.25(a)]，双剪 $n_v=2$[图 12.25(b)]；

d——螺杆直径；

t——在同一受力方向的承压构件的较小总厚度；

f_v^b、f_c^b——螺栓的抗剪，承压强度设计值。

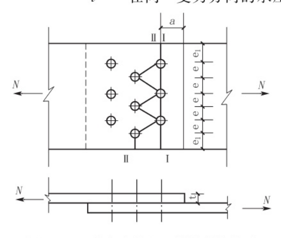


图 12.27　轴向力作用下的剪力螺栓群

② 普通螺栓群抗剪连接计算(在轴向力作用下的计算)。计算时假定轴心力由每个螺栓平均分担，即螺栓数目 n 为

$$n = \frac{N}{[N]_v^b} \tag{12.15}$$

式中：N——连接件中的轴心受力；

$[N]_v^b$——单个螺栓抗剪承载力设计值。

由于螺栓孔削弱了构件的截面，因此在排列好所需的螺栓后，还需验算构件净截面强度(图 12.27)，其表达式为

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leqslant f \tag{12.16}$$

式中：A_n——构件净截面面积。根据螺栓排列形式取Ⅰ—Ⅰ或Ⅱ—Ⅱ截面进行计算，如图12.27所示。



应用案例12-5

两截面为360mm×8mm的钢板，采用C级普通螺栓的双盖板拼接，试设计此连接。已知轴心拉力设计值N=325kN，钢材为Q235，螺栓采用M20。

【解】

(1) 螺栓连接的计算。查表得：f_v^b=140MPa，f_c^b=305MPa。

单个螺栓抗剪承载力设计值为

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b \approx \left(2 \times \frac{3.14 \times 20^2}{4} \times 140\right)\text{kN} \approx 87.9\text{kN}$$

单个螺栓承压承载力设计值为

$$N_c^b = d\sum t \cdot f_c^b = (20 \times 8 \times 305)\text{kN} = 48.8\text{kN}$$

一侧所需螺栓数n为

$$n = \frac{325}{48.8} = 6.7，取8个$$

采用错列排列，每侧用8个螺栓，按表12-6的规定排列，如图12.28所示。

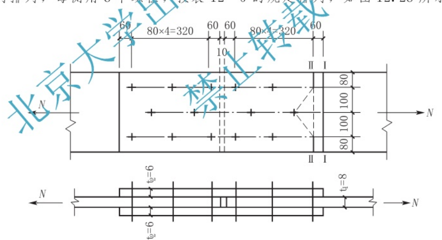


图12.28 应用案例12-5图

(2) 构件强度验算。查得钢材的抗拉强度设计值f=215N/mm²。取螺栓孔径d_0=21.5mm。由于是错列排列，构件强度验算应验算最小净截面。

直线截面Ⅰ—Ⅰ净截面面积为

$$N_{nI} = (360 \times 8 - 2 \times 21.5 \times 8)\text{mm}^2 = 2536\text{mm}^2$$

锯齿状截面Ⅱ—Ⅱ净截面面积为

$$N_{nII} = \left[(2 \times 80 + 2\sqrt{100^2 + 80^2} \times 8 - 3 \times 21.5 \times 8)\right]\text{mm}^2 = 1693\text{mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A_{N\min}} = \left(\frac{325 \times 10^3}{2536}\right)\text{N/mm}^2 \leqslant f = 215\text{N/mm}^2$$

故构件强度满足要求。

2) 受拉螺栓连接

(1) 轴心力作用下受拉螺栓群的计算。

① 单个螺栓的抗拉承载力。单个拉力螺栓承载力设计值为

$$N_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4} f_t^b \tag{12.17}$$

式中:d_e——螺栓有效直径;

f_t^b——螺栓抗拉强度设计值。

② 螺栓群的轴心受拉。螺栓群在轴心力作用下的抗拉连接,通常假定每个螺栓平均受力,则连接所需螺栓数为

$$n = \frac{N}{N_t^b} \tag{12.18}$$

(2) 螺栓群在弯矩 M 作用下的抗拉计算。普通 C 级螺栓在弯矩作用下,上部螺栓受拉,如图 12.29 所示。与螺栓群拉力相平衡的压力产生于牛腿和柱的连接面上,精确确定中和轴的位置的计算比较复杂。通常近似地假定中和轴在最下边一排螺栓轴线上,并且忽略压力所产生的弯矩(因力臂很小)。因此

$$\frac{N_i^M}{y_i} = \frac{N_1^M}{y_1}, N_i^M = \frac{N_1^M}{y_1} y_i$$

$$M = m(N_1^M y_1 + N_2^M y_2 + \cdots + N_n^M y_n) = m\sum N_i^M y_i = m\sum \frac{N_1^M y_i}{y_1} y_i = \frac{mN_1^M}{y_1}\sum y_i^2$$

从而可得螺栓所受最大拉力

$$N_1^M = \frac{M \cdot y_1}{m\sum y_i^2} \leqslant N_t^b \tag{12.19}$$

式中:m——螺栓排列的纵列数;

y_1——距中和轴 x—x 最远的螺栓距离。

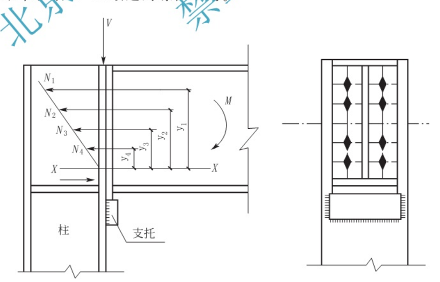


图 12.29 弯矩作用下抗拉螺栓连接

(3) 螺栓群受偏心力作用时的受拉螺栓计算。螺栓群受偏心力作用为钢结构中常见的一种普通螺栓连接形式(如屋架下弦端部与柱的连接),螺栓受偏心拉力 F(与图 12.30 所示的 $M=N \cdot e$,$N=F$ 等效)和剪力 V 作用。剪力 V 由焊在柱上的支托承受,螺栓群只承受偏心拉力的作用。

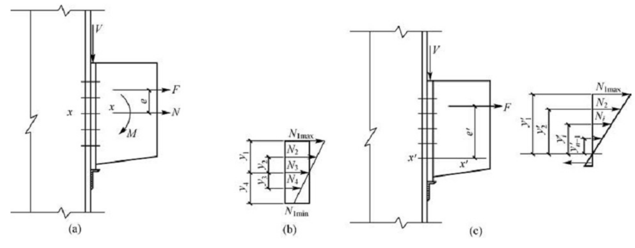


图 12.30 偏心抗拉螺栓连接

在进行螺栓计算时需根据偏心距离的大小，区分下列两种情况。

① 小偏心情况。因偏心距 e 较小，故弯矩 M 不大，连接以承受轴心拉力 N 为主，如图 12.30(a)所示。在此种情况下，螺栓群将全部受拉，板端不出现受压区，故在计算 M 产生的螺栓内力时，中和轴 $x—x$ 应取在螺栓群中心处，螺栓内力按三角形分布，由弯矩平衡条件得

$$M = F \cdot e = m(N_1^M y_1 + N_2^M y_2 + \cdots + N_n^M y_n) = m\sum N_i^M y_i = m\sum \frac{N_1^M}{y_1} y_i^2$$

则在弯矩作用下受力最大的螺栓所受拉力为

$$N_1^M = \frac{M \times y_1}{m\sum y_i^2} \tag{12.20}$$

式中：m——螺栓列数；

y_i——第 i 只螺栓到中和轴 $x—x$ 的垂直距离。

在轴心拉力 N 作用下，每个螺栓均匀受力

$$N_1^N = \frac{N}{n} \tag{12.21}$$

因此在连接中受最大拉力 $N_{\max}$ 和最小拉力 $N_{\min}$ 的螺栓所受拉力为

$$N_{\max} = \frac{N}{n} + \frac{Ney_1}{m\sum y_i^2} \leqslant N_t^b \tag{12.22}$$

$$N_{\min} = \frac{N}{n} - \frac{Ney_1}{m\sum y_i^2} \geqslant 0 \tag{12.23}$$

当 $N_{\max} \leqslant N_t^b$ 是最不利螺栓“1”需满足的强度条件；$N_{\min} \geqslant 0$ 是采用此方法必须满足的前提条件，它表示全部螺栓均受拉。若 $N_{\min} < 0$ 或 $e > m\sum y_i^2/ny_1$，则表示最下一排螺栓受压(实际是板端部受压)，此时应按大偏心情况计算。

② 大偏心情况。因偏心距较大，故弯矩也较大，此时，端板底部会出现受压区，中和轴应下移。如图 12.30(c)所示，为简化计算，可近似地将中和轴假定在(弯矩指向一侧)最外排螺栓轴线 $x'—x'$ 处。按小偏心情况相似方法，可由力的平衡方程中最不利螺栓“1”所受的拉力及应满足的强度条件得

$$N_{max} = \frac{Fe'y'_1}{m\sum y'^2_i} \leqslant N_t^b$$

式中：e'——偏心力 F 到中和轴 x'—x' 的距离；

y'_i——各螺栓到中和轴 x'—x' 的距离。

3）拉剪螺栓连接

如前所述，C 级螺栓的抗剪能力差，故对重要连接一般均应在端板下设置支托，以承受剪力。对次要连接，若端板下不设支托，则螺栓将同时承受剪力 N_v 和沿杆轴方向的拉力 N_t 作用。根据试验，这种螺栓应满足下面的相关公式

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leqslant 1 \tag{12.24}$$

$$N_v \leqslant N_c^b \tag{12.25}$$

式中：N_v^b，N_t^b，N_c^b——单个普通螺栓的抗剪、抗拉及承压承载能力设计值。

$N_v \leqslant N_c^b$ 是为了防止当板件较薄时，可能因承压强度不足而产生破坏。

12.2.2　高强度螺栓连接的构造和计算

1. 高强度螺栓连接的构造

1）高强度螺栓的预拉力

高强度螺栓的预拉力 P 是通过拧紧螺母实现的，施工中一般采用扭矩法、转角法或扭剪法来控制预拉力。《钢结构设计规范》规定的预拉力设计值 P 如表 12-7 所示。

表 12-7　每个高强度螺栓的设计预拉力 P 值(单位：kN)

螺栓的性能等级	螺栓公称直径 d/mm					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8 级	70	120	135	155	205	250
10.9 级	100	155	190	225	290	355

2）高强度螺栓连接的摩擦面抗滑移系数

应用高强度螺栓时，构件的接触面通常要特殊处理，使其洁静并粗糙，以提高其抗滑移系数 μ。常用的处理方法和规定应达到抗滑移系数值如表 12-8 所示。

表 12-8　摩擦面的抗滑移系数 μ 值

连接处构件接触面的处理方法	构件的钢号		
	Q235 钢	Q345 钢、Q390 钢	Q420 钢
喷砂(丸)	0.45	0.50	0.50
喷砂(丸)后涂无机富锌漆	0.35	0.40	0.40
钢丝刷消除锈浮锈或未处理的干净轧制表面	0.30	0.35	0.40
喷砂(丸)后生赤锈	0.45	0.50	0.50

2. 高强度螺栓连接的计算

与普通螺栓连接一样，高强度螺栓连接按传力方式亦可分为受剪螺栓连接、受拉螺栓连接和拉剪螺栓连接三种。现分别按摩擦型和承压型两种类型对其计算加以叙述。

1）高强度摩擦型螺栓连接的强度计算

（1）受剪螺栓的抗剪承载力设计值。

① 单个螺栓的抗剪承载力设计值。高强度螺栓摩擦型连接承受剪力时的设计准则是外力不得超过摩阻力，其抗剪承载力设计值为

$$N_v^b = 0.9 n_f \mu P \tag{12.26}$$

式中：P——高强度螺栓的预拉力设计值；

n_f——传力摩擦面数，单剪时 $n_f=1$，双剪 $n_f=2$；

μ——摩擦面的抗滑移系数。

② 受轴心力 N 作用时的抗剪连接计算。

a. 被连接构件接缝一侧所需螺栓数。

$$n \geqslant N/N_v^b = \frac{N}{0.9 n_f \mu P} \tag{12.27}$$

确定所需螺栓数目 n，并按构造要求布置排列。

b. 验算构件净截面强度。

$$\sigma = \frac{N'}{A_n} \leqslant f \tag{12.28}$$

$$N' = N\left(1 - 0.5\frac{n_1}{n}\right) \tag{12.29}$$

式中：N'——所验算的构件净截面(第一列螺孔处)所受的轴力；

A_n——所验算的构件净截面面积(第一列螺孔处)；

n_1——所验算截面(第一列)上的螺栓数；

n——连接接缝一侧的螺栓总数；

0.5——系数，是考虑高强螺栓的传力特点，由于摩阻力作用，假定所验算的静截面上每个螺栓所分担的剪力的50%，已由螺孔的前构件接触面传递到被连接的另一构件中。

③ 受扭矩作用，或扭矩、剪力、轴心力共同作用的抗剪连接计算。此种连接受力的计算方法与普通螺栓连接相同，只是在计算时用高强度螺栓的抗剪承载力设计值 $N_v^b = 0.9 n_f \mu P$ 取代 $[N]_v^b$ 即可。

（2）受拉螺栓连接计算。

① 单个高强度螺栓的抗拉承载力设计值 N_t^b。高强度螺栓连接的受力特点是依靠预拉力使被连接件压紧传力，当连接在沿螺栓杆轴方向再承受外拉力时，以试验和计算分析，只要螺栓所受的外拉力设计值 N_t 不超过其预拉力 P 时，螺栓的内拉力增加很少。但当 $N_t > P$ 时，则螺栓可能达到材料屈服强度，在卸荷后使连接产生松弛现象，预拉力降低。因此，《钢结构设计规范》偏安全地规定单个高强度螺栓的抗拉承载力设计值为

$$N_t^b = 0.8P \tag{12.30}$$

② 受轴心力 N 作用的抗拉高强度螺栓连接计算。受轴心力作用时的高强度螺栓连接，其受力的分析方法和普通螺栓一样，先按 $n=N/0.8P$ 确定连接所需螺栓数目，然后进行布置排列。

③ 螺栓群在弯矩作用下的抗拉连接计算。连接承受弯矩 M 作用，若采用摩擦型高强度螺栓，在弯矩 M 作用下，由于高强度螺栓预拉力较大，被连接构件的接触面一直保持

着紧密配合，中和轴保持在螺栓群形心轴线 O—O。最外面的螺栓所受最大拉力 N_{t1}，其强度条件为

$$N_{t1}=\frac{M\cdot y_1}{m\sum y_i^2}\leqslant N_t^b=0.8P \tag{12.31}$$

式中：y_i——螺栓至中和轴(过螺栓群形心)的垂直距离；

y_1——受拉力最大螺栓“1”至中和轴的距离。

(3) 拉剪高强度螺栓连接的强度计算。

① 单个拉剪高强度螺栓的抗剪承载力设计值。当高强度螺栓随沿杆轴方向的外拉力 N_t 作用时，不但构件摩擦面间的压紧力将由 P 减至 $P-N_t$，且根据试验，此时摩擦面抗滑移系数 μ 亦随之降低，故螺栓在承受拉力时其抗剪承载力将减小。为计算简便，仍采取对 μ 原有的定值，但对 N_t 则予以加大 25%，以作为补偿。因此，单个拉剪高强度应满足下式要求

$$N_v\leqslant 0.9n_f\mu(P-1.25N_t) \tag{12.32}$$

式中：N_t 应满足 $N_t\leqslant 0.8P$。

② 拉剪高强度螺栓连接计算。如图 12.31 所示为一受偏心力 F 作用的高强度螺栓连接的顶接，将力 F 向螺栓群形心简化后，或得等效荷载 $V=F$，$M=F\cdot e$。因此，在形心轴 O—O 以上螺栓为同时承受外拉力 $N_{ti}=\dfrac{M\cdot y_i}{m\sum y_i^2}$ 和剪力 $N_{vi}=V/n$ 的拉剪螺栓，计算公式为

$$N_{v1}\leqslant 0.9n_f\mu(P-1.25N_{t1}) \tag{12.33}$$

或

$$\frac{N_{v1}}{N_v^b}+\frac{N_{t1}}{N_t^b}\leqslant 1 \tag{12.34}$$

或

$$V\leqslant 0.9n_f\mu\sum_{i=1}^{n}(P-1.25N_{ti}) \tag{12.35}$$

以上两式中 N_{t1}、N_{ti}均应满足 $N_{t1}(N_{ti})\leqslant 0.8P$。

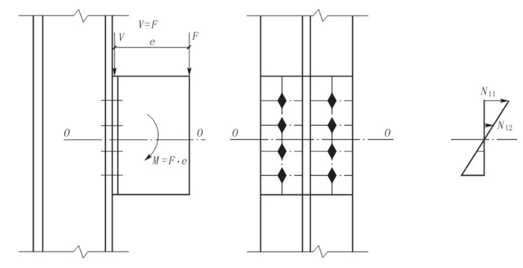


图 12.31　拉剪高强度螺栓连接

式(12.33)是仅计算不利拉剪螺栓“1”在承受拉力 N_{t1} 后，降低的抗剪承载力设计值 N_{v1}^{b} 是否大于或等于其所承受的剪力 N_{v1} 来决定该连接是否安全，很保守，但较简单。考虑连接中其他各排螺栓承受的拉力递减为零(对中和轴和受压区均按 $N_{ti}=0$ 处理)，因此，式(12.35)计算全部螺栓剪承载力设计值的总和是否大于或等于连接所承受的剪力 V，经济合理，但计算稍繁。

2）高强度螺栓承压型连接

(1）受剪高强螺栓连接。承压型高强度螺栓受剪时，其极限承载力由螺栓抗剪和孔壁承压决定，摩阻力只起延缓滑动作用。因此，其承载力设计值的计算方法与普通螺栓相同，只是式中 f_v^b 和 f_c^b 应采用承压型高强度螺栓的强度设计值。

《钢结构设计规范》规定，在受剪连接中，应控制承压型螺栓的抗剪承载力设计值 N_v^b 不得大于按摩擦型连接计算的 $N_v^b \leqslant 0.9n_f\mu P$ 的1.3倍，即

$$N_v^b \leqslant 1.3 \times 0.9n_f\mu P = 1.17n_f\mu P \tag{12.36}$$

若按一般结构的平均荷载分项系数约为1.3计，则式(12.36)相当于在荷载标准值作用下(不考虑荷载分项系数)，即在正常使用状态下连接不致产生滑移。

(2）受拉高强度螺栓连接。在杆轴方向受拉的连接中，每个承压型高强度螺栓的承载力设计的计算方法与普通螺栓相同。

(3）拉剪高强度螺栓连接。该连接应满足下列各式

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leqslant 1 \tag{12.37}$$

$$N_v \leqslant \frac{N_c^b}{1.2} \tag{12.38}$$

式中：N_v——连接每个高强度螺栓所承受的剪力；

N_t——连接中受力最大螺栓所承受的拉力；

N_v^b、N_t^b、N_c^b——每个高强度螺栓的抗剪、抗拉、承压承载力设计值；

1.2——折减系数。

承压型高强度螺栓，在加预拉力后，板的孔前存在较高的三向应力，使板的局部挤压强度大大提高，故 N_c^b 比普通螺栓高。但当受到外拉力后，板件间的挤压力却随外拉力的增大而减小，螺栓的 N_c^b 也随之降低，且随外拉力变化。为计算简单，取系数1.2降低，以考虑其影响。

与受剪连接一样，为了慎重，承压型拉剪高强度螺栓连接亦应控制其受剪承载力设计值，不得大于按摩擦型连接计算的1.3倍，即在正常使用状态下使连接不产生滑移。故应按下式进行连接不产生滑动的补充验算

$$N_v = \frac{N}{n} \leqslant 1.3 \times 0.9n_f\mu(P - 0.125N_{t1}) \tag{12.39}$$

课题 12.3 轴心压杆

12.3.1 概述

轴心受力构件是指承受通过构件截面形心轴线的轴向力作用的构件，当这种轴向力为

拉力时，称为轴心受拉构件，简称轴心拉杆；当这种轴向力为压力时，称为轴心受压构件，简称轴心压杆。轴心受力构件广泛地应用于承重钢结构，支承屋盖、楼盖或工作平台的竖向受压构件通常称为柱，包括轴心受压柱。柱通常由柱头、柱身和柱脚三部分组成，柱头支承上部结构并将其荷载传给柱身，柱脚则把荷载由柱身传给基础，如图 12.32 所示。

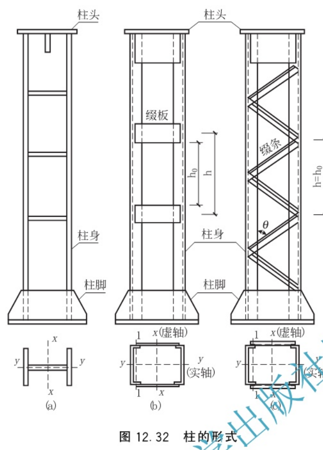


图 12.32 柱的形式

(a) 实腹式柱；(b) 格构缀板柱；(c) 格构缀条柱

轴心受力构件，按其截面组成形式，可分为实腹式构件和格构式构件两种，如图 12.33 所示。

(1) 实腹式构件具有整体连通的截面，常见的有三种截面形式。第一种是热轧型钢截面，如圆钢、圆管、方管、角钢、工字钢、T 型钢、宽翼缘 H 型钢和槽钢等，其中最常用的是工字形或 H 形截面，其制作方便，省工，但工字形侧向刚度较小，仅当受轴心力，或偏心距很小，且在刚度较大平面内的计算长度较平面外的计算长度大很多时，方可作为独立柱采用，一般多用于平台柱、墙架柱及格构式柱的柱肢；第二种是冷弯型钢截面，如卷边和不卷边的角钢或槽钢与方管等，它们只需要简单加工就可以用作构件，成本较低，适用于受力较小的构件；第三种是型钢或钢板连接而成的组合截面。

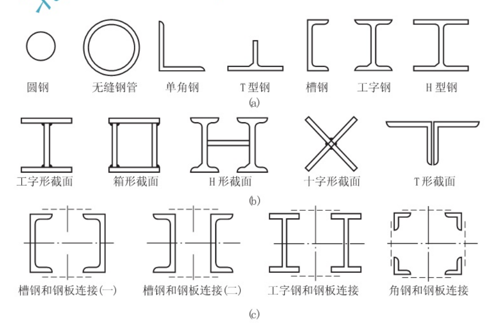


图 12.33 轴心受压构件的常用截面形式

(2) 格构式构件一般由两个或多个分肢用缀件联系组成，采用较多的是两分肢格构式构件。在格构式构件截面中，通过分肢腹板的主轴叫做实轴，通过分肢缀件的主轴叫做虚轴。

缀件有缀条或缀板两种，一般设置在分肢翼缘两侧平面内，其作用是将各分肢连成整体，使其共同受力，并承受绕虚轴弯曲时产生的剪力。缀条用斜杆组成或斜杆与横杆共同组成，缀条常采用单角钢，与分肢翼缘组成桁架体系，使承受横向剪力时有较大的刚度。缀板常采用钢板，与分肢翼缘组成刚架体系，在构件产生绕虚轴弯曲而承受横向剪力时，刚度比缀条格构式构件略低，所以通常用于受拉构件或压力较小的受压构件。

实腹式构件比格构式构件构造简单，制造方便，整体受力和抗剪性能好，但截面尺寸较大时钢材用量较多；而格构式构件容易实现两主轴方向的等稳定性，刚度较大，抗扭性能较好，用料较省。

12.3.2 轴心受力构件的强度和刚度

1. 强度计算

对轴心受力构件的强度计算，《钢结构设计规范》规定净截面的平均应力不应超过钢材的强度设计值，可按下式计算

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leqslant f \tag{12.40}$$

式中：N——构件的轴心压(拉)力设计值；

f——钢材的抗压(拉)强度设计值；

A_n——构件的净截面面积。

2. 刚度计算

为满足结构的正常使用极限状态要求，轴心受压构件不应做得过分柔细，而应具有一定的刚度，以保证构件不会产生过度的变形。轴心受压构件的刚度通常用长细比来衡量，设计时应对轴心受力构件的长细比进行控制，即

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \leqslant [\lambda] \tag{12.41}$$

式中：λ——构件的最大长细比；

l_0——构件的计算长度；

i——构件截面的回转半径；

$[\lambda]$——规范规定的轴心受压构件的容许长细比，如表 12-9 和表 12-10 所示。

表 12-9 受拉构件的容许长细比

项次	构件名称	承受静力荷载或间接动力荷载的结构		直接承受动力
		有中级工作制吊车的厂房	一般结构	
1	桁架的杆件	250	350	250
2	吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	200	300	—

续表

项次	构件名称	承受静力荷载或间接动力荷载的结构		直接承受动力
		有中级工作制吊车的厂房	一般结构	
3	其他拉杆、支撑、系杆等(张紧的圆钢除外)	350	400	—

注:(1) 承受静力荷载的结构中，可仅计算受拉构件在竖向平面内的长细比。
(2) 在直接或间接承受动力荷载的结构中，单角钢受拉构件长细比的计算方法见《钢结构设计规范》规定。
(3) 中、重级工作制吊车桁架下弦杆的长细比不宜超过 200。
(4) 在设有夹钳吊车或刚性料耙吊车的厂房中，支撑(表中第 2 项除外)的长细比不宜超过 300。
(5) 受拉构件在永久荷载与风荷载组合作用下受压时，其长细比不宜超过 250。
(6) 跨度等于或大于 60m 的桁架，其受拉弦杆和腹杆的长细比不宜超过 300(承受静力荷载)或 250(承受动力荷载)。

表 12-10　受压构件的容许长细比

项次	构 件 名 称	容许长细比
1	柱、桁架和天窗架中的杆件	150
	柱的缀条、吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	
2	支撑(吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑除外)	200
	用以减小受压构件长细比的杆件	

注:(1) 桁架(包括空间桁架)的受压腹杆，当其内力等于或小于承载力的 50%时，容许长细比值可取为 200。
(2) 计算单角钢受压构件的长细比时，应采用角钢的最小回转半径；但计算在交叉点相互连接的交叉杆件平面外的长细比时，应采用与角钢肢边平行轴的回转半径。
(3) 跨度等于或大于 60m 的桁架，其受压弦杆和端压杆的容许长细比值宜取 100，其他受压腹杆可取 150(承受静力荷载或间接承受动力荷载)或 120(直接承受动力荷载)。
(4) 由容许长细比控制截面的杆件，在计算其长细比时，可不考虑扭转效应。



构件的计算长度问题，一般材料力学教材都有所阐述，可按式 $l_0=\mu l$ 计算。μ 为计算长度系数，由构件两端的约束情况决定。



应用案例 12-6

验算某吊车工作级别 A6-A8 的厂房的钢屋架的下弦杆(不等边角钢，两短边相连)的轴心拉力为 $N=400\text{kN}$。截面如图 12.34 所示，计算长度 $l_{0x}=300\text{mm}$，$l_{0y}=885\text{mm}$，材料为 Q235 钢。

【解】

(1) 强度验算。由附录 D 查得∟100×80×8 截面面积 $A=13.94\text{cm}^2$，则此拉杆净截面面积为

$$A_n = 2(13.94 - 2.15 \times 0.8)\text{cm}^2 = 24.44\text{cm}^2 = 2444\text{mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{400000}{2444}\text{N/mm}^2 \approx 163.7\text{N/mm}^2 < 215\text{N/mm}^2$$

（2）长细比验算。由附录D组合截面特性表查得其回转半径为 $i_x = 2.37\text{cm}$，$i_y = 4.73\text{cm}$，则

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} \approx \frac{300}{2.37} \approx 127 < [\lambda] = 250$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{885}{4.73} = 187 < [\lambda] = 250$$

故长细比满足要求。

【案例点评】 本案例为最简单的型钢截面验算，包括强度验算和刚度验算两方面，如果验算不满足要求，必须重新选择更大的截面。

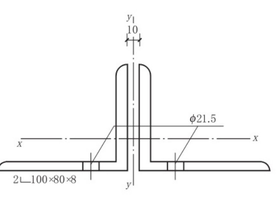


图 12.34 应用案例 12-6 图



特别提示

受拉构件没有整体稳定和局部稳定问题，极限承载力一般有强度控制，所以，设计时只考虑强度和刚度。

12.3.3 轴心受压构件的整体稳定

在研究轴心受压构件的强度时，认为构件始终保持直线形式平衡，其失效形式是强度不足的破坏。事实上，这个结论只适用于短而粗的构件，对于细而长的构件却并非如此。研究表明，细长的轴向受压构件，当压力达到一定大小时，会突然发生侧向弯曲（或扭曲），改变原来的受力性质，从而丧失承载力。此时构件横截面上的应力还远小于材料的极限应力，甚至小于比例极限。这种失效不是强度不足，而是由于受压构件不能保持其原有的直线形状平衡。这种现象称为丧失整体稳定性，或称屈曲。钢结构中由于钢材强度高，构件的截面大都轻而薄，而其长度则又往往较长，因此，当轴心受压构件的长细比较大而截面又没有孔洞削弱时，一般不会因截面的平均应力达到抗压强度设计值而丧失承载能力，其破坏常是由构件失去整体稳定性所控制，因此在整体稳定性满足要求时，可不必进行强度计算。

《钢结构设计规范》中轴心受压构件的稳定性应按下式计算

$$\frac{N}{\varphi A} \leqslant f \tag{12.42}$$

式中：φ——轴心受压构件的稳定系数，取截面两主轴稳定系数中的较小者，应根据构件的截面分类、长细比和钢材的屈服强度，按附录采用。

对于构件长细比应按照下列规定确定。

（1）截面为双轴对称或极对称的构件。

$$\lambda_x = l_{0x}/i_x,\ \lambda_y = l_{0y}/i_y \tag{12.43}$$

式中：l_{0x}、l_{0y}——构件对主轴 x 和 y 的计算长度；

i_x、i_y——构件截面对主轴 x 和 y 的回转半径。

对双轴对称十字形截面构件，λ_x 或 λ_y 取值不得小于 $5.07b/t$（其中 b/t 为悬伸板件宽厚比）。

(2) 截面为单轴对称的实腹式构件绕对称轴应取计于扭转效应的换算长细比 λ_{yz} 比代替 λ_y，λ_{yz} 的计算方法可参见钢结构规范的相关条文。

(3) 格构式轴心受压构件稳定性对于虚轴的长细比应取换算长细比，其值应按表 12-11 所列的公式计算。

表 12-11　格构式构件换算长细比计算公式

项次	构件截面形式	缀条类别	计算公式	符号说明
1		缀板	$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x^2+\lambda_1^2}$	λ_x——整个构件对 x 轴的长细比； λ_1——分肢对最小刚度 1—1 轴的长细比，焊接时，为相邻两缀板的净距离；螺栓连接时，为相邻两缀板边缘螺栓的距离
		缀条	$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x^2+27\dfrac{A}{A_{1x}}}$	
2		缀板	$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x^2+\lambda_1^2}$ $\lambda_{0y}=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2}$	λ_y——整个构件对 y 轴的长细比； A_{1y}——构件截面中垂直于 y 轴的各斜缀条毛截面面积之和
		缀条	$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x^2+40\dfrac{A}{A_{1x}}}$ $\lambda_{0y}=\sqrt{\lambda_y^2+40\dfrac{A}{A_{1y}}}$	
3		缀条	$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x^2+\dfrac{42A}{A_1(1.5-\cos^2\theta)}}$ $\lambda_{0y}=\sqrt{\lambda_y^2+\dfrac{42A}{A_1\cos^2\theta}}$	A_1——构件截面中各斜缀条毛截面面积之和； θ——构件截面中缀条所在平面与 x 轴的夹角

12.3.4　轴心受压构件的局部稳定

1. 均匀受压板的屈曲问题

轴心受压构件不仅有丧失整体稳定的可能性，而且也有丧失局部稳定的可能性。组成构件的板件，如工字形截面构件的翼缘和腹板，其厚度与板其他两个尺寸相比都较小。在均匀压力的作用下，当压力到达某一数值时，板件不能继续维持平面平衡状态而产生凸曲现象，因为板件只是构件的一部分，所以把这种屈曲现象称为丧失局部稳定。图 12.35 为一工字形截面轴心受压构件发生局部失稳的变形形态示意，在腹板和翼缘失稳的情况下，构件还可能维持着整体稳定的平衡状态，但由于部分板件屈曲后退出工作，使构件的有效截面减少，导致构件过早丧失承载能力。因此，《钢结构设计规范》规定轴心受压构件必须满足局部稳定的要求。

2. 板件的宽厚比

《钢结构设计规范》规定，对轴心受压构件的局部稳定用板件的宽厚比来限制。对于轴心压杆的板件的宽厚比考虑的是不允许板件的屈曲先于构件的整体屈曲，并以此限制板件的宽厚比。

1) 工字形截面翼缘自由外伸段宽厚比的限值

按照等稳定理论，翼缘板自由外伸宽度 b 与其厚度 t 之比，应符合

$$\frac{b}{t} \leqslant (10+0.1\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{12.44}$$

式中：λ——构件两方向长细比的较大值，当 $\lambda<30$ 时取 $\lambda=30$；当 $\lambda>100$ 时取 $\lambda=100$。

式(12.44)同样适用于计算 T 形、H 形截面翼缘板的宽厚比(b/t)限值。

2) 工字形截面腹板高厚比的限值

按照等稳定理论，可以得到腹板计算高度 h_0 与其厚度 t_w 之比，应符合



$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant (25+0.5\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{12.45}$$

上式同样适用于计算 H 形截面腹板的宽厚比(h_0/t_w)限值。

图 12.35 轴心受压构件的局部屈曲



应用案例 12-7

某焊接工字形截面柱，截面几何尺寸如图 12.36 所示。柱的上下端均为铰接，柱高 4.2m，承受轴心压力设计值 $N=1000$kN，材料为 Q235 钢，翼缘为火焰切割边，焊条为 E43 型，焊接为电弧焊。试验算该柱是否安全。

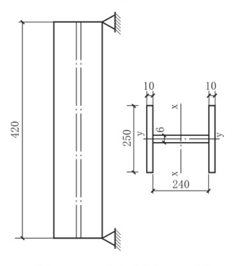


图 12.36 应用案例 12-7 图

【解】

(1) 计算截面几何特性。

① 毛截面面积。

$$A=(2\times25\times1+22\times0.6)\text{cm}^2=63.2\text{cm}^2$$

② 截面惯性矩。

$$I_x=[(2\times25\times1\times11.5^2+0.6\times22^3/12)/12]\text{cm}^4=7144.9\text{cm}^4$$

$$I_y=(2\times1\times25^3/12)\text{cm}^4\approx2604.2\text{cm}^4$$

③ 截面回转半径。

$$i_x=\sqrt{\frac{I_x}{A}}\approx\sqrt{\frac{7144.9}{63.2}}\text{cm}=10.63\text{cm},$$

$$i_y=\sqrt{\frac{I_y}{A}}=\sqrt{\frac{2604.2}{63.2}}\text{cm}\approx6.42\text{cm}$$

(2) 刚度验算。

$$\lambda_x=\frac{l_{0x}}{i_x}=\frac{420}{10.63}\approx 39.5<[\lambda]=150,\ \lambda_y=\frac{l_{0y}}{i_y}\approx\frac{420}{6.42}\approx 65.4<[\lambda]=150$$

(3) 整体稳定验算。从截面分类表可知，截面对于 x 轴和 y 轴都属于 b 类截面，查附表有，$\varphi_x=0.901$，$\varphi_y=0.778$。再在二者之中选小值，$\varphi_{\min}=\varphi_y=0.778$，则

$$\frac{N}{\varphi_{\min}A}=\left(\frac{1000\times10^3}{0.778\times63.2\times10^2}\right)\mathrm{N/mm^2}=203.4\mathrm{N/mm^2}<f=215\mathrm{N/mm^2}$$

经验算可知，此截面满足整体稳定和刚度要求，因此截面无削弱不需要进行强度验算。

(4) 局部稳定验算。

腹板高厚比

$$\frac{h_0}{t_w}\approx\frac{220}{6}\approx 36.7<(25+0.5\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}=(25+0.5\times65.4)\sqrt{\frac{235}{235}}=57.7$$

翼缘自由外伸段宽厚比

$$\frac{b_1}{t}=\frac{(250-6)/2}{10}=12.2<(10+0.1\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}=(10+0.1\times65.4)\sqrt{\frac{235}{235}}\approx 16.5$$

故局部稳定满足要求。

【案例点评】 本案例是实际结构中常用的焊接工字形截面，除了刚度、整体稳定性要满足要求外，还要验算翼缘和腹板的局部稳定性。

12.3.5 轴心受压柱的柱头与柱脚

柱的顶部与梁(或桁架)连接的部分称为柱头，作用是通过柱头将上部结构的荷载传到柱身。柱下端与基础连接的部分称为柱脚，柱脚的作用是将柱身所受的力传递和分布到基础，并将柱固定于基础。

1. 轴心受压柱的柱头

梁与轴心受压柱的柱头连接有两类铰接，一类是梁支承于柱顶上；一类是梁连接于柱的侧面。

1) 梁支承于柱顶的构造设计

梁支于柱顶时，柱顶焊有大于柱轮廓 3cm 左右的顶板，厚度为 16～20mm，与柱焊接并与梁用普通螺栓相连。

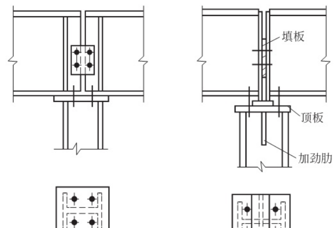


图 12.37 梁的支承于柱顶的铰接连接

如图 12.37(a)所示的构造方案，将梁的反力通过支承加劲肋直接传给柱的翼缘。两相邻梁之间留一空隙，以便于安装，最后用夹板和构造螺栓连接。这种连接方式构造简单，对梁长度尺寸的制作要求不高，缺点是当柱顶两侧梁的反力不等时将使柱偏心受压。如图 12.37(b)所示的构造方案，梁的反力通过端部加劲肋的突出部分传给柱的轴线附近，因此即使两相邻梁的反力不等，柱仍接近轴心受压。梁端加劲肋的底面应刨平顶紧于柱

顶板。由于梁的反力大部分传给柱的腹板，因而腹板不能太薄且必须用加劲肋加强。两相邻梁间可留一些空隙，安装时嵌入合适尺寸的填板并用普通螺栓连接。对于格构式，为了保证传力均匀并托住顶板，应在两柱肢之间设置竖向隔板。

2）梁支承于柱的两侧的构造设计

在多层框架的中间梁柱连接中，横梁只能在柱侧相连。图 12.38 是梁连接于柱侧面的铰接构造。梁的反力由端加劲肋传给支托，支托可采用 T 形，也可用厚钢板做成，支托与柱翼缘间用角焊缝相连。用厚钢板做支托的方案适用于承受较大的压力，但制作与安装的精度要求较高。支托的端面必须刨平并与梁的端加劲肋顶紧以便直接传递压力。考虑到荷载偏心的不利影响，支托与柱的连接焊缝按梁支座反力的 1.25 倍计算。为方便安装，梁端与柱间应留空隙加填板并设置构造螺栓。当两侧梁的支座反力相差较大时，应考虑偏心，按压弯柱计算。

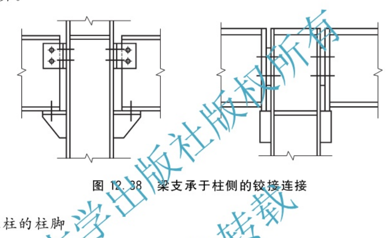


图 12.38 梁支承于柱侧的铰接连接

2. 轴心受压柱的柱脚

轴心受压柱的柱脚一般是由底板、靴梁、隔板等组成，主要传递轴心压力，与基础的连接一般采用铰接。

图 12.38 是几种常用的平板式铰接柱脚。由于基础混凝土强度远比钢材低，所以必须把柱的底部放大以增加其与基础顶部的接触面积。图 12.39(a)是一种最简单的柱脚构造形式，在柱下端仅焊一块底板，柱中压力由焊缝传至底板，再传给基础。这种柱脚只能用于小型柱，如果用于大型柱，底板太厚。一般的铰接柱脚在柱端部与底板之间增设一些中间传力零件，如靴梁、隔板和肋板等，以增加柱与底板的连接焊缝长度，并且将底板分隔成几个区格，使底板的弯矩减小，厚度减薄。图 12.39(b)是格构式柱的柱脚构造。图 12.39(c)中靴梁焊于柱的两侧，在靴梁之间用隔板加强，以减小底板的弯矩，并提高靴梁的稳定性。

柱脚是利用预埋在基础中的锚栓来固定其位置的。铰接柱脚只沿着一条轴线设立两个连接于底板上的锚栓。按照构造要求采用 2～4 个直径为 20～25mm 的锚栓。为了便于安装，底板上的锚栓孔径用锚栓直径的 1.5～2 倍，套在锚栓上的零件板是在柱脚安装定位以后焊上的。底板的抗弯刚度较小，锚栓受拉时，底板会产生弯曲变形，阻止柱端转动的抗力不大，因而此种柱脚仍视为铰接。

铰接柱脚不承受弯矩，只承受轴向压力和剪力。剪力通常由底板与基础表面的摩擦力传递。当此摩擦力不足以承受水平剪力时，应在柱脚底板下设置抗剪键，抗剪键可用方钢、短 T 型钢或 H 型钢制成。

铰接柱脚通常仅按承受轴向压力计算，轴向压力 N 一部分由柱身传给靴梁、肋板等，

再传给底板，最后传给基础；另一部分是经柱身与底板间的连接焊缝传给底板，再传给基础。

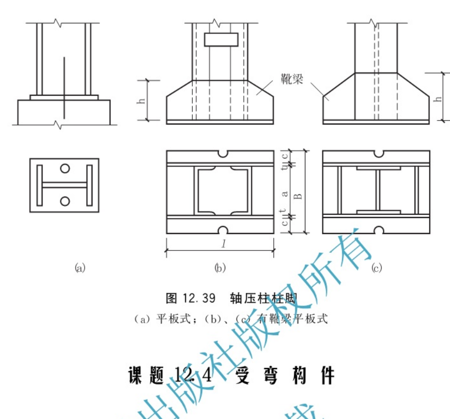


图 12.39　轴压柱柱脚

(a) 平板式；(b)、(c) 有靴梁平板式

课题 12.4　受弯构件

12.4.1　梁的类型和应用

只受弯矩作用或受弯矩与剪力共同作用的构件称为受弯构件，俗称梁。钢梁在建筑结构中应用广泛，主要用于楼盖、屋盖、车间的工作平台及墙梁、吊车梁等。

钢梁按照制作方法的不同可以分为型钢梁和组合梁两大类。型钢梁又分为热轧型钢梁和冷弯薄壁型钢梁两种。目前常用的热轧型钢有普通工字钢、槽钢、热轧 H 型钢等，如图 12.40(a)、图 12.40(b)、图 12.40(c)所示。冷弯薄壁型钢梁截面种类较多，但在我国目前常用的有 C 型槽钢[图 12.40(d)]和 Z 型钢[图 12.40 (e)]。冷弯薄壁型钢是通过冷轧加工成形的，板壁都很薄，截面尺寸较小。在梁跨较小、承受荷载不大的情况下采用比较经济，如屋面檩条和墙梁。型钢梁具有加工方便、成本低廉的优点，在结构设计中应优先选用。

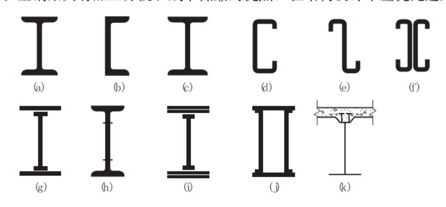


图 12.40　梁的截面形

当荷载和跨度较大时，型钢梁受到尺寸和规格的限制，往往不能满足承载力和刚度的

要求，此时应采用组合梁。最常用的是由两块翼缘板加一块腹板做成的焊接 H 形截面组合梁，如图 12.40(g)、图 12.40(h)所示，它的构造比较简单。制造也方便。当所需翼缘板较厚时可采用双层翼缘板，如图 12.40(i)所示。荷载很大而截面高度受到限制或对抗扭刚度要求较高时，可采用箱形截面梁，如图 12.40(j)所示。还有制成如图 12.40(k)所示的钢与混凝土的组合梁，这可以充分发挥两种材料的优势，经济效果较明显。

12.4.2 梁的强度和刚度

梁在荷载作用下将产生弯曲应力、剪应力，在集中荷载作用处还有局部承压应力，故梁的强度验算应包括：抗弯强度、抗剪强度、局部承压强度，在弯应力、剪应力及局部压应力共同作用处还应验算折算应力。

1. 梁的抗弯承载力

梁截面的弯曲应力随弯矩增加而变化，可分为弹性、弹塑性及塑性三个工作阶段。下面以工字形截面梁弯曲为例来说明，如图 12.41 所示。

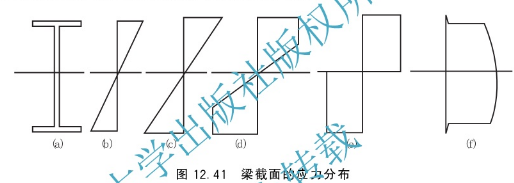


图 12.41 梁截面的应力分布

1）弹性工作阶段

当弯矩 M 较小时，截面上的弯曲应力呈三角形直线分布，如图 12.41(b)所示。由材料力学知：在弹性阶段当构件截面作用着绕形心主轴的弯矩时，构件截面外缘纤维最大应力为 $\sigma = M/W_x$。这个阶段可持续到 σ 达到屈服点 f_y。这时梁截面的弯矩达到弹性极限弯矩 M_e，如图 12.41(c)所示。

$$M_e = W_n f_y \tag{12.46}$$

式中：M_e——梁的弹性极限弯矩；

W_n——梁的净截面(弹性)抵抗矩。

2）弹塑性工作阶段

超过弹性极限弯矩 M_e 后，如果弯矩继续增加，截面外缘部分进入塑性状态，中央部分仍保持弹性。这时截面弯曲应力不再保持三角形直线分布，而是呈折线分布，如图 12.41(d)所示。随着弯矩增大，塑性区逐渐向截面中央扩展，中央弹性区相应逐渐缩小。

3）塑性工作阶段

在弹塑性工作阶段，如果弯矩不断增加，直到弹性区消失，截面全部进入塑性状态，就达到塑性工作阶段。这时梁截面应力呈上、下两个矩形分布，如图 12.41(e)所示。弯矩达到最大极限，称为塑性弯矩 M_p，其值为

$$M_p = W_{pn} f_y = (S_{1n} + S_{2n}) f_y \tag{12.47}$$

式中：S_{1n}、S_{2n}——分别为中和轴以上和以下的净截面对中和轴的面积矩。

W_{pn}——梁的净截面塑性抵抗矩。

按塑性设计可以具有一定的经济效益，但又可能会使梁的变形过大，《钢结构设计规范》规定用截面塑性发展系数 γ 进行控制，对于在主平面内受弯的实腹式构件，梁的抗弯强度计算公式规定如下。

单向弯曲

$$\frac{M_{x(y)}}{\gamma_{x(y)}W_{xn(yn)}} \leqslant f \tag{12.48}$$

双向弯曲

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{xn}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{yn}} \leqslant f \tag{12.49}$$

式中：$\gamma_{x(y)}$ 称为塑性发展系数。对于工字形截面，绕强轴的截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$；绕弱轴的截面塑性发展系数 $\gamma_y=1.2$。对其他截面可参照附录 E 执行。

特别提示

当梁受压翼缘的自由外伸宽度与其厚度之比大于 $13\sqrt{235/f_y}$ 而不超过 $15\sqrt{235/f_y}$ 时应取 $\gamma_x=1.0$，对需要计算疲劳的梁，宜取 $\gamma_x=\gamma_y=1.0$。

2. 梁的抗剪承载力要求

梁内一般同时存在有弯矩和剪力，《钢结构设计规范》以截面最大剪应力达到所用钢材抗剪强度作为抗剪承载能力极限状态。对于绕强轴受弯的梁，抗剪强度计算公式如下[图 12.41(f)]

$$\tau = \frac{VS}{It_w} \leqslant f_v \tag{12.50}$$

式中：V——计算截面的剪力；

I——毛截面绕强轴的惯性矩；

S——中和轴以上或以下截面对中和轴的面积矩，按毛截面计算；

t_w——腹板厚度；

f_v——钢材抗剪强度设计值。

3. 腹板局部压应力

当工字形、箱形等截面梁上有集中荷载(包括支座反力)作用，且该荷载处又未设置支承加劲肋时，集中荷载由冀缘传至腹板。腹板边缘集中荷载作用处，会有很高的局部横向压应力。为保证这部分腹板不致受压破坏，必须对集中荷载引起的局部横向压应力进行计算。图 12.42 示出两翼缘局部范围 a 段内有集中荷载 F 作用的局部受压的情形。

实际计算时，偏安全地近似假定集中荷载 F 从作用点开始，按 45°角均匀地向腹板内扩散，扩散长度为 l_z，假定在 l_z 长度范围内均匀分布。《钢结构设计规范》规定腹板计算高度处边缘局部横向压应力 σ_c 应满足下式要求

$$\sigma_c = \frac{\psi F}{t_w l_z} \tag{12.51}$$

式中：F——集中荷载，对动荷载应考虑动力系数；

ψ——集中荷载增大系数(考虑吊车轮压分配不均匀)，对于重级工作制吊车的轮压

荷载取 1.35，其他情况取 1.0；

l_z——集中荷载按 45°扩散到腹板计算高度上边缘的假定分布长度，按式 $l_z=a+2h_y$ 计算，如果集中荷载位于梁的端部，荷载外侧端距 a_1 小于 h_y[图 12.42(a)]，即 $0<a_1<h_y$，则取 $l_x=a+a_1+h_y$；

a——集中荷载作用处沿跨度方向的分布长度，对吊车轮压可取为 50mm；

h_y——集中荷载作用处(对于吊车轮压为吊车梁轨顶处)至腹板计算高度边缘处的距离。

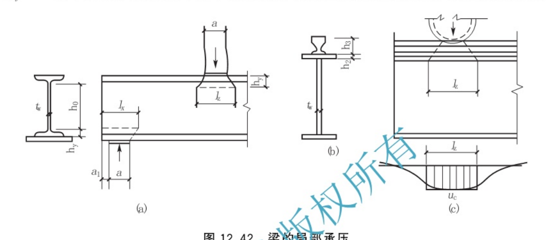


图 12.42 梁的局部承压

(a) 翼缘受固定集中荷载作用；(b) 翼缘受移动集中荷载作用；(c) 腹板计算高度边缘应力分布

腹板计算高度 h_0 是指：①对于轧制型钢梁，为腹板与翼缘相接处内圆弧起点处之间的距离[图 12.42(a)]；②对于焊接组合梁，为腹板边缘处之间的距离[图 12.42(b)]。

对于固定集中荷载(包括支座反力)，若 σ_c 不满足要求，则应在集中荷载处设置加劲肋。这时集中荷载考虑全部由加劲肋传递，腹板局部压应力可以不再计算。

对于移动集中荷载(如吊车轮压)，若 σ_c 不满足要求，则应加厚腹板，或采取各种措施使 a 或 h_y 增加，从而加大荷载扩散长度减小 σ_c 值。

特别提示

局部受压时，翼缘像一个支承在腹板上的弹性地基梁，腹板计算高度 h_0 的边缘处，局部横向压应力 σ_c 最大，沿梁高向下逐渐减小至零。烟跨度方向荷载作用点处 σ_c 最大，然后向两边逐渐减小，至远端甚至出现拉应力。

4. 复杂应力状态下的承载能力

实际工程中的构件截面，一般同时作用有剪力和弯矩，有时还作用有局部集中力。在进行梁的强度设计时不仅最大剪应力、最大正应力和局部压应力要满足要求，若在组合梁腹板计算高度边缘处同时受有较大的正应力、剪应力和局部压应力，或同时受有较大的正应力和剪应力(如连续梁中支座处或梁的翼缘截面改变处)，在这些部位尽管正应力、剪应力都不是最大，但在它们同时作用下该处可能更危险。在设计时要对这些部位进行验算。

如图 12.43 中受集中荷载作用的简支梁，在图中跨中截面处，弯矩及剪力均为最大值，同时还有集中荷载引起的局部横向压应力，这时该梁截面腹板(计算高度)边缘 A 点处，同时有正应力 σ_1、切应力 τ_1 及横向压应力 σ_c 的共同作用，如图 12.44 所示，为保证安全承载，应按下式验算其折算应力

$$\sigma_{zs} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_c^{\ 2} + \sigma_1\sigma_c + 3\tau_1^2} \leqslant \beta_1 f \tag{12.52}$$

式中：β_1——计算折算应力时设计强度增大系数，当 σ_c 和 σ 异号时，取 $\beta_1=1.2$；当 σ_c 和 σ 同号或 $\sigma_c=0$ 时，取 $\beta_1=1.1$；

$\sigma_1=\dfrac{M}{I_{nx}}y_1$——验算点处正应力；

$\tau_1=\dfrac{VS_1}{I_{nx}t_w}$——验算点处剪应力；

σ_c——验算点处局部压应力。

特别提示

当验算截面处没有加劲肋或无集中荷载时，取 $\sigma_c=0$。

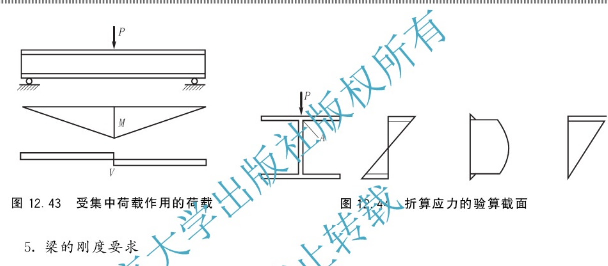


图 12.43　受集中荷载作用的荷载　　图 12.44　折算应力的验算截面

5. 梁的刚度要求

梁的刚度按正常使用极限状态下，荷载标准值引起的最大挠度来计算。梁的刚度不足将影响正常使用或外观。因此设计钢梁除应保证各项强度要求之外，还应限制梁的最大挠度 v 或相对挠度 v/l 不超过规定容许值。

$$v \leqslant [v] 或 \frac{v}{l} \leqslant \left[\frac{v}{l}\right] \tag{12.53}$$

式中：$[v]$——梁的容许挠度，根据表 12－12 中《钢结构设计规范》规定的受弯构件挠度容许值确定。

表 12－12　梁的容许挠度

项次	构件类别	挠度容许值	
		$[v_T]$	$[v_Q]$
1	吊车梁和吊车桁架(按自重和起重量最大的一台吊车计算挠度) (1) 手动吊车和单梁吊车(包括悬挂吊车) (2) 轻级工作制桥式吊车 (3) 中级工作制桥式吊车 (4) 中级工作制桥式吊车	 $l/500$ $l/800$ $l/1000$ $l/1200$	
2	手动或电动葫芦的轨道梁	$l/400$	

续表

项次	构件类别	挠度容许值	
		$[v_T]$	$[v_Q]$
3	有重轨道(重量等于或大于 38kg/M)的工作平台梁 有轻轨道(重量等于或大于 24kg/M)的工作平台梁	$l/600$ $l/400$	
4	楼(屋)盖梁、工作平台梁(第 3 项除外)、平台板 (1) 主梁或桁架(包括设有悬挂起重设备的梁和桁架) (2) 抹灰顶棚的梁 (3) 除(1)、(2)款外的其他梁(包括楼梯梁) (4) 屋盖檩条 支承无积灰的瓦楞铁和石棉瓦屋面者 支承压型钢板、有积灰的瓦楞铁和石棉瓦等屋面者 支承其他屋面材料者 (5) 平台板	 $l/400$ $l/250$ $l/250$ $l/150$ $l/200$ $l/150$ $l/200$	 $l/500$ $l/350$ $l/300$

注：(1) l 为受弯构件的跨度(对悬臂梁和伸臂梁为悬伸长度的 2 倍)。

(2) $[v_T]$为全部荷载标准值产生的挠度(如有起拱应减去拱度)的容许挠度值；$[v_Q]$ 为可变荷载标准值产生的挠度的容许挠度值。

12.4.3 梁的稳定

1. 梁整体稳定的概念

受弯构件在最大刚度主平面内受弯，当弯矩不大时，梁的弯曲平衡状态是稳定的。即当有外界各种因素使梁产生微小的侧向弯曲和扭转变位，但是外界影响消失后，梁仍能恢复原来的状态。然而，当弯矩增大到某一数值后，梁会突然出现很大的侧向弯曲并伴随扭转，如图 12.45 所示，失去继续承载能力，即只要外荷载稍微增加些，梁的变形就急剧增加并导致破坏，这种现象称为梁的侧向弯扭屈曲或梁整体失稳。整体失稳是受弯构件的主要破坏形式之一。

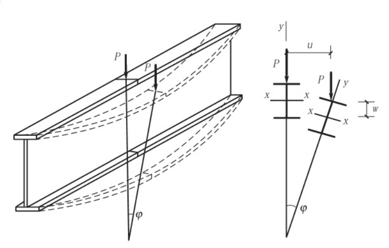


图 12.45 梁丧失整体稳定性的情况

影响受弯构件的整体稳定性的因素很多，理论分析和计算较为复杂。《钢结构设计规范》

对梁的整体稳定计算作如下规定，当有符合下列情况之一时，可不验算梁的整体稳定。

(1) 有铺板密布在梁的受压翼缘并与其牢固连接。

(2) 工字形截面简支梁受压翼缘的自由长度 l_1 与其宽度 b 之比不超过表 12－13 规定的数值。

表 12－13　H 型钢或工字形截面简支梁不需计算整体稳定性的最大 l_1/b 值

钢　号	跨中无侧向支承点的梁		跨中有侧向支承点的梁，不论荷载作用在何处
	荷载作用在上翼缘	荷载作用在下翼缘	
Q235 钢	13	20	16
Q345 钢	10.5	16.5	13
Q390 钢	10	15.5	12.5
Q420 钢	9.5	15	12

注：(1) l_1 指梁受压翼缘的自由长度：对跨中无侧向支承点的梁，l_1 为其跨度；对跨中有侧向支承点的梁，l_1 为受压翼缘侧向支承点间的距离(梁的支座处视为有侧向支承)。

(2) 其他钢号的梁不需计算整体稳定性的最大 l_1/b 值，应取 Q235 钢的数值乘以 $\sqrt{235/f_y}$。

(3) 对箱形截面简支梁有 $h/b_0 \leqslant 6$ 且 $l_1/b \leqslant 90(235/f_y)$。



为提高梁的稳定承载能力，任何钢梁都应在其端部支承处采取构造措施。为防止其端部截面的扭转，可在梁的上翼缘设置可靠的侧向支承。

2. 梁的整体稳定性计算

对于不符合上述条件的钢梁，在最大主平面内受弯的构件，应按下式要求验算。

(1) 在最大主平面内受弯的构件，其整体稳定性的按下式计算

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leqslant f \tag{12.54}$$

式中：M_x——绕强轴作用的最大弯矩；

W_x——按受压翼缘确定的梁毛截面抵抗矩；

φ_b——梁的整体稳定系数。

(2) 在两个主平面受弯的 H 形截面或工字形截面，梁的整体稳定的计算公式为

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{\gamma_y W_y} \leqslant f \tag{12.55}$$

式中：W_x、W_y——按受压翼缘确定的梁毛截面抵抗矩；

φ_b——绕强轴弯曲所确定的梁的整体稳定系数；

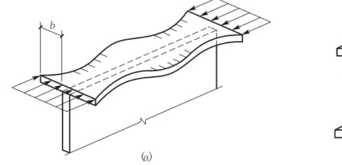
γ_y——截面塑性发展系数。

稳定系数 φ_b 的具体计算按规范规定进行。

3. 梁的局部稳定和加劲肋设置

在梁的设计中，除了强度和整体稳定性问题外，为了保证梁的安全承载还必须考虑局部稳定问题。轧制型钢梁的规格和尺寸都满足局部稳定要求，不需要进行验算。组合梁一般由翼缘和腹板等板件组成，如果设计不当，板中压应力或剪应力达到某一数值后，腹板或受压

翼缘有可能偏离其平面位置，出现波形鼓曲，如图 12.46 所示，这种现象称为梁局部失稳。



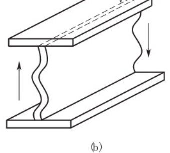


图 12.46 梁局部失稳

(a) 翼缘；(b) 腹板

1) 受压翼缘的局部稳定

《钢结构设计规范》规定对梁受压翼缘采用限制宽厚比的办法来保证梁受压翼缘板的局部稳定性。规定梁受压翼缘自由外伸宽度 b_1 与其厚度 t 之比应符合下式要求

$$\frac{b_1}{t} \leqslant 13\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{12.56}$$

梁翼缘板自由外伸宽度 b_1 的取值为：对焊接构件，取腹板边至翼缘板(肢)边缘的距离；对轧制构件，取内圆弧的起点至翼缘板边缘的距离。

当计算梁的抗弯强度取 $\gamma_x = 1.0$ 时，b_1/t 值可放宽为

$$\frac{b_1}{t} \leqslant 15\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{12.57}$$

对于箱形截面梁受压翼缘板在两腹板之间的宽厚比，应符合下式要求

$$\frac{b_0}{t} \leqslant 40\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{12.58}$$

2) 腹板的局部稳定

为保证腹板的局部稳定，可增设腹板厚度或设置加劲肋，实际工程中，为了提高梁的承载力，节省钢材，往往需要加大梁的高 h_0，而腹板厚度 t_w 又较薄，因此需在腹板两侧设置合适的加劲肋，以加劲肋作为腹板的支承，将腹板分成几个尺寸较小的区段，以提高腹板的临界应力，满足局部稳定的要求，且较为经济。

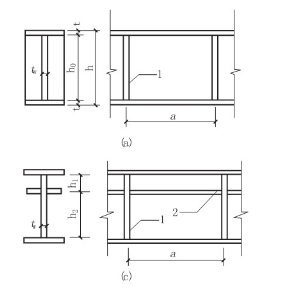
腹板加劲肋的布置如图 12.47 所示。当高厚比不大时，可设横向加劲肋或不设加劲肋；高厚比较大时，需同时设横向加劲肋和纵向加劲肋，必要时还要短加劲肋。

横向加劲肋可提高腹板的临界应力并作为纵向加劲肋的支承。纵向加劲肋对提高弯曲临界应力较为有效。短加劲肋常用于局部压应力较大的梁。

对梁腹板加劲肋的布置，《钢结构设计规范》规定组合梁腹板配置加劲肋应符合下列规定。

(1) 当 $h_0/t_w \leqslant 80\sqrt{235/f_y}$ 时，对有局部压应力($\sigma_c \neq 0$)的梁，应按构造配置横向加劲肋；但对无局部压应力($\sigma_c = 0$)的梁，可不配置加劲肋。

(2) 当 $h_0/t_w > 80\sqrt{235/f_y}$ 时，应配置横向加劲肋。其中，当 $h_0/t_w > 170\sqrt{235/f_y}$ (受压翼缘扭转受到约束，如连有刚性铺板、制动板或焊有钢轨)或 $h_0/t_w > 150\sqrt{235/f_y}$ (受压翼缘扭转未受到约束)时，或按计算需要时，应在弯曲应力较大区格的受压区增加配



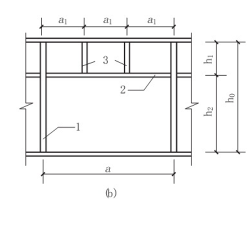


图 12.47 腹板加劲肋的布置

1—横向加劲肋；2—纵向加劲肋；3—短加劲肋

置纵向加劲肋。局部压应力很大的梁，必要时还宜在受压区配置短加劲肋。任何情况下，h_0/t_w 均不应超过 250。

(3) 梁的支座处和上翼缘受有较大固定集中荷载处，宜设置支撑加劲肋。

3) 加劲肋的构造要求

(1) 焊接梁的加劲肋一般用钢板做成，并在腹板两侧成对布置，如图 12.48 所示。对非吊车梁的中间加劲肋，为了节约钢材和制造工作量，也可单侧布置。但《钢结构设计规范》规定，支承加劲肋、重级工作制吊车梁的加劲肋不应单侧布置。

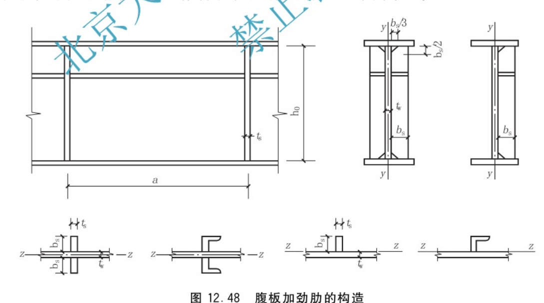


图 12.48 腹板加劲肋的构造

(2) 横向加劲肋的最小间距应为 $0.5h_0$，最大间距应为 $2h_0$（对无局部压应力的梁，当 $h_0/t_w \leqslant 100$ 时，可采用 $2.5h_0$）。纵向加劲肋至腹板计算高度受压边缘的距离应在 $h_c/2.5 \sim h_c/2$ 范围内。加劲肋应有足够的刚度才能作为腹板的可靠支承，防止腹板凹凸变形，所以对加劲肋的截面尺寸和截面惯性矩应有一定要求。

(3) 在腹板两侧成对配置的钢板横向加劲肋，其截面尺寸应符合下列公式要求。

外伸宽度

$$b_s \geqslant \frac{h_0}{30} + 40\text{mm} \tag{12.59}$$

厚度

$$t_s \geqslant \frac{b_s}{15} \tag{12.60}$$

(4) 在腹板一侧配置的钢板横向加劲肋，其外伸宽度应大于按式(12.59)算得的1.2倍，厚度不应小于其外伸宽度的1/15。

(5) 在同时用横向加劲肋和纵向加劲肋加强的腹板中，应在其相交处切断纵向肋而使横向肋保持连续。此时，横向肋的断面尺寸除应符合上述规定外，其截面惯性矩 I_z(图12.48)，还应符合下式要求

$$I_z \geqslant 3h_0 t_w^3 \tag{12.61}$$

纵向加劲肋的截面惯性矩 I_y，应符合下列公式的要求。

当 $a/h_0 \leqslant 0.85$ 时

$$I_y \geqslant 1.5h_0 t_w^3 \tag{12.62}$$

当 $a/h_0 > 0.85$ 时

$$I_y \geqslant \left(2.5 - 0.45\frac{a}{h_0}\right)\left(\frac{a}{h_0}\right)^2 h_0 t_w^3 \tag{12.63}$$

(6) 对大型梁，可采用以肢尖焊于腹板的角钢加劲肋，其截面惯性矩不得小于相应钢板加劲肋的惯性矩。

(7) 计算加劲肋截面惯性矩的 y 轴和 z 轴，双侧加劲肋为腹板轴线；单侧加劲肋为与加劲肋相连的腹板边缘线。

(8) 纵向加劲肋支承在横向加劲肋上，为了避免焊缝交叉，减小焊接应力，因此纵向加劲肋应在横向加劲肋处切断，并与横肋及梁腹板焊接相连。横向加劲肋则保持连续，与梁上、下翼缘及腹板焊接相连。横向加劲肋与梁翼缘相连处应切去宽约 $b_s/3$(但不大于40mm)、高约 $b_s/2$(但不大于60mm)的斜角，如图12.49(a)所示。对直接承受动力荷载的梁(如吊车梁)，中间横向加劲肋下端不应与受拉翼缘焊接(若焊接，将降低受拉翼缘的疲劳强度)，一般在距受拉翼缘50～100mm处断开，如图12.49(b)所示。

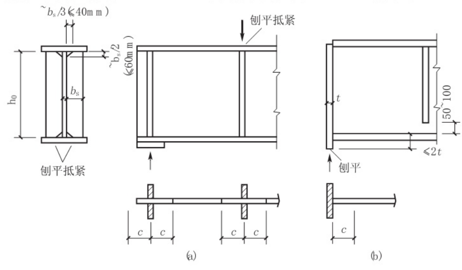


图12.49 横向加劲肋

4）支座加劲肋

梁的支承加劲肋常用的形式如图 12.50 所示。图 12.50(a)为一般支座加劲肋，图 12.50(b)为突缘式支座，其加劲肋向下伸出的长度不得大于厚度的 2 倍。

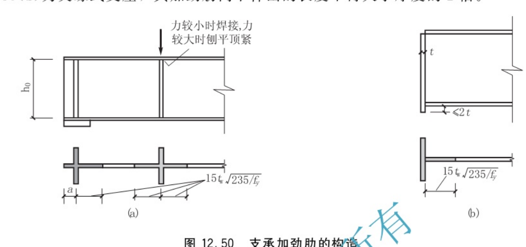


图 12.50　支承加劲肋的构造

(a)一般支座加劲肋；(b)突缘式支座加劲肋

支座加劲肋除了将梁的荷载传递给支座外，同时还有保证腹板局部稳定的作用，因此，支座加劲肋也必须满足 3)的各项要求，还应根据加劲肋承受的支座反力或集中荷载对加劲肋截面进行稳定性和断面承压强度的验算，最后进行焊缝设计计算。

12.4.4　梁的拼接

在制造中，当材料的长度不能满足构件的长度要求时，必须进行接长拼接。梁的拼接有工厂拼接和工地拼接两种。

1. 工厂拼接

如果梁的长度、高度大于钢材的尺寸，常需要先将腹板和翼缘用几段钢材拼接起来，然后再焊接成梁，这种拼接一般在工厂中进行，称为工厂拼接。

焊接组合梁的工厂拼接，翼缘和腹板的拼接位置最好错开并用对接直焊缝相连。腹板的拼接焊缝与横向加劲肋之间至少应相距 $10t_w$，如图 12.51 所示。对接焊缝施焊时宜加引弧板，并采用一级或二级焊缝，这样拼接处与钢材截面可以达至强度相等，因此拼接可以设在梁的任何位置，但是当用三级焊缝时，由于焊缝抗拉强度比钢材抗拉强度低(约低 15%)，这时应将拼接布置在梁弯矩较小的位置，或者采用斜焊缝。

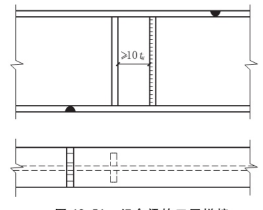


图 12.51　组合梁的工厂拼接

2. 工地拼接

跨度大的梁，可能由于运输或安装条件的限制，需将梁分成几段运至工地或吊至高空就位后再拼接起来，由于这种拼接是在工地进行，因此称为工地拼接。

梁的工地拼接一般布置在梁弯矩较小的地方，应使翼缘和腹板基本上在同一截面处断开，以便分段运输。高大的梁在工地施焊时不便翻身，应将上、下翼缘的拼接边缘均做成向上开口的 V 形坡口，以

便俯焊，如图 12.52(a)所示。同时，为了减小焊接应力，应将工厂焊的翼缘焊缝端部留一段不在工厂施焊(通常 500mm 左右)，留到工地拼接时按图中施焊的适宜顺序最后焊接，这样可以使焊接时有较多的自由收缩余地，从而减小焊接应力。为了改善拼接处受力情况，工地拼接的梁也可以将翼缘和腹板的接头略为错开一些，如图 12.52(b)所示，但运输单元凸出部分应特别保护，以免碰损。

由于现场施焊条件较差，焊缝质量难于保证，所以较重要或受动力荷载的大型梁，其工地拼接宜采用高强度螺栓，如图 12.53 所示。

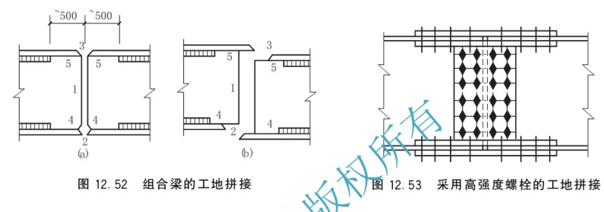


图 12.52　组合梁的工地拼接　　图 12.53　采用高强度螺栓的工地拼接



腹板的拼接常首先进行螺栓布置，然后验算。布置螺栓时应注意满足螺栓排列的容许间距要求。

12.4.5　主梁与次梁的连接

1. 次梁为简支梁

简支次梁与主梁的连接形式有平接和叠接两种，叠接是将次梁直接搁置在主梁上，如图 12.54 所示，用螺栓或焊缝固定，构造简单，但建筑高度大，现在很少采用。

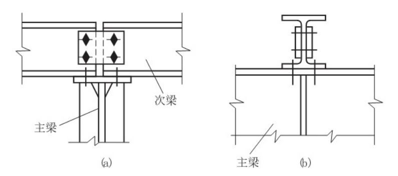


图 12.54　简支次梁与主梁的叠接

次梁与主梁平接是将次梁通过连接材料在侧面与主梁连接。如图 12.55 所示，次梁端部上翼缘切去，端部下翼缘则切去一边，然后将次梁端部与主梁加劲肋用螺栓相连。如果次梁反力较大，螺栓承载力不够时，可用围焊缝(角焊缝)将次梁端部腹板与加劲肋连牢传递反力，这时螺栓只作安装定位用，实际设计时，考虑连接偏心，通常将反力加大 20％～30％来计算焊接或螺栓。

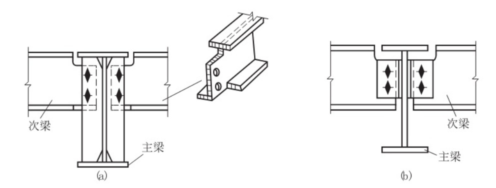


图 12.55 简支梁与主梁平接

2. 次梁为连续梁

次梁为连续梁时，与主梁的连接有叠接和平接两种形式，如图 12.56(a)所示，为次梁叠接于主梁，叠接做法和简支次梁时完全相同，但次梁在主梁支承处为连续直通，构造简单、安装方便，但仍有结构高度大和梁格刚度差的缺点。当次梁荷载较大或主梁上翼缘较宽时，可在主梁支承次梁处设置焊于主梁的中心垫板，以保证次梁支座反力中心地传给主梁。

次梁为连续梁而平接于主梁时，左右断开次梁间端弯矩的传递将使构造复杂，一般采用图 12.56(b)的构造：次梁的支座反力传给焊于主梁侧面的承托；次梁的支座负弯矩则可分解为上翼缘拉力和下翼缘压力的力偶 $N=M/h_1$，因而在次梁上翼缘之上设置连接盖板传递拉力，在次梁下翼缘之下由承托的水平顶板传递压力。为了避免仰焊，连接盖板在焊接处的宽度应比次梁上翼缘稍窄，承托顶板的宽度则应比次梁下翼缘稍宽。连接盖板及其次梁的连接焊缝应按承受次梁上的翼缘的拉力 N 设计，连接盖板与主梁的连接焊缝按构造设置。承托顶板及其次梁的翼缘或主梁腹板的连接焊缝应按承受下翼缘的压力 N 设计。当次梁端弯矩较大时。可将左右承托顶板穿过主梁腹板的预切槽口做成直通合一，这时承托顶板与主梁腹板的连接焊缝按构造设置。

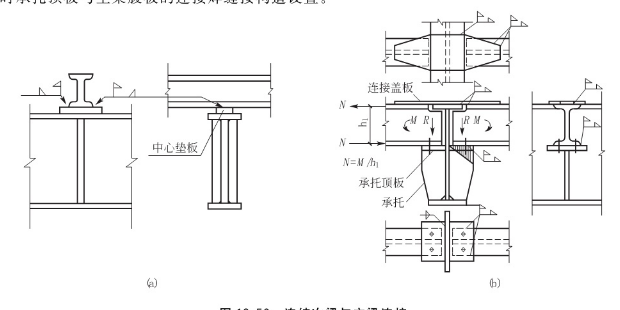


图 12.56 连续次梁与主梁连接

(a) 连续梁叠接于主梁；(b) 次梁平接于主梁

课题 12.5 拉压弯构件

12.5.1 概述

1. 拉弯构件

同时承受轴线拉力和弯矩作用的构件称为拉弯构件，如图 12.57(a)所示，为偏心受拉的构件、有端弯矩和有横向荷载作用的拉杆。例如，桁架下弦为轴心拉杆，但若存在非节点横向力，则为拉弯构件。在钢结构中拉弯构件的应用较少。

2. 压弯构件

同时承受轴线压力和弯矩作用的构件称为压弯构件，如图 12.57(b)所示，为偏心受压的构件、有端弯矩和有横向荷载作用的压杆。在钢结构中压弯构件的应用十分广泛，如厂房的框架柱，高层建筑的框架柱，海洋平台的支柱和受有节间荷载的桁架上弦等。

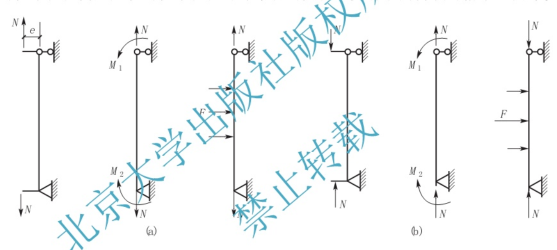


图 12.57 拉压弯构件

(a) 拉弯构件；(b) 压弯构件

与轴心受力构件一样，拉弯和压弯构件也可按其截面形式分为实腹式构件和格构式构件两种。常用的截面形式有热轧型钢截面、冷弯薄壁型钢截面和组合截面，如图 12.58 所示。当受力较小时，可选用热轧型钢或冷弯薄壁型钢，如图 12.58(a)、图 12.58(b)所示。当受力较大时，可选用钢板焊接组合截面或型钢与型钢、型钢与钢板的组合截面，如图 12.58(c)所示。除了实腹式截面[图 12.58(a)～图 12.58(c)]外，当构件计算长度较大且受力较大时，为了提高截面的抗弯刚度，还常常采用格构式截面，如图 12.58(d)所示。图 12.58 中对称截面一般适用于所受弯矩值不大或正负弯矩值相差不大的情况；非对称截面适用于所受弯矩值较大、弯矩不变号或正负弯矩值相差较大的情况，即在受力较大的一侧适当加大截面和在弯矩作用平面内加大截面高度。在格构式构件中，通常使弯矩绕虚轴作用，以便根据承受弯矩的需要，更灵活地调整分肢间距。

3. 验算内容

(1) 拉弯构件。要验算强度和刚度。

(2) 压弯构件。要验算的内容具体如下。

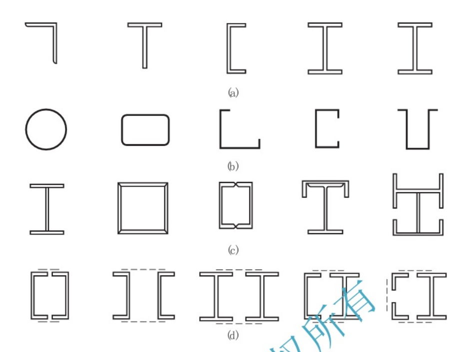


图 12.58　拉弯、压弯截面形式

（a）型钢截面；（b）冷弯薄壁型钢截面；（c）组合截面；（d）格构式构件的截面

① 实腹式压弯构件验算的内容有以下几方面。

a. 强度验算。

b. 刚度验算。

c. 整体稳定验算，包括弯矩作用平面内的稳定验算和弯矩作用平面外的稳定验算。

d. 局部稳定验算。

② 格构式压弯构件验算的内容有以下几方面。

a. 强度验算。

b. 刚度验算。

c. 整体稳定验算
- 弯矩绕虚轴作用
  - 弯矩作用平面内的稳定验算
  - 分肢的稳定性
- 弯矩绕实轴作用
  - 弯矩作用平面内的稳定验算
  - 弯矩作用平面外的稳定验算

d. 局部稳定验算。

e. 缀件及其连接计算。

12.5.2　拉弯、压弯构件的强度和刚度

1. 拉弯和压弯构件的强度

单向弯矩作用的拉弯和压弯构件，《钢结构设计规范》规定按下列公式对其强度进行验算

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leqslant f \tag{12.64}$$

承受双向弯矩的拉弯或压弯构件，《钢结构设计规范》采用的强度计算公式为

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \pm \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leqslant f \tag{12.65}$$

式中：A_n——净截面面积；

W_{nx}，W_{ny}——对 x 轴和 y 轴的净截面模量；

γ_x，γ_y——与截面模量相应的截面塑性发展系数。

当压弯构件受压翼缘的自由外伸宽度与其厚度之比大于 $13\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 且不超过 $15\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 时，应取 $\gamma_x=1.0$。

对需要计算疲劳的拉弯和压弯构件，宜取 $\gamma_x=1.0$，即不考虑截面塑性发展，按弹性应力状态计算。

2. 拉弯和压弯构件的刚度

拉弯和压弯构件的刚度仍然采用容许长细比条件控制，即

$$\lambda_{max} \leqslant [\lambda] \tag{12.66}$$

式中：$[\lambda]$——构件的容许长细比。

12.5.3 实腹式压弯构件的整体稳定

压弯构件在轴向压力和弯矩共同作用下，当其抵抗弯矩变形能力很强，或者构件的侧面有足够多的支撑以阻止其发生弯矩变形时，则构件可能在弯矩作用平面内发生弯曲失稳。否则，还可能发生在弯矩作用平面外的弯扭失稳。因此，压弯构件的整体稳定包括弯矩作用平面内的弯曲失稳和弯矩作用平面外的弯扭失稳，计算时需要考虑这两方面的稳定性。

1. 弯矩作用平面内的稳定

《钢结构设计规范》规定，对弯矩作用在对称平面内（绕 x 轴）的实腹式压弯构件，其稳定性应按下列公式验算

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_{1x}(1-0.8N/N'_{Ex})} \leqslant f \tag{12.67}$$

式中：N——压弯构件的轴向压力设计值；

M_x——所计算构件段范围内的最大弯矩设计值；

φ_x——弯矩作用平面内的轴心受压构件的稳定系数；

W_{1x}——弯矩作用平面内对较大受压纤维的毛截面模量；

N'_{Ex}——参数，$N'_{Ex}=\pi^2 EA/1.1\lambda_x^2$；

γ_x——截面塑性发展系数；

β_{mx}——等效弯矩系数，按下列规定采用。

（1）框架柱和两端支撑的构件，无横向荷载作用时，$\beta_{mx}=0.65+0.35M_2/M_1$。$M_1$ 和 M_2 为端弯矩，使构件产生同向曲率（无反弯点）时取同号，使构件产生反向曲率（有反弯点）时取异号，$|M_1|\geqslant|M_2|$。有端弯矩和横向荷载同时作用时，使构件产生同向曲率 $\beta_{mx}=1.0$；产生反向曲率 $\beta_{mx}=0.85$。无端弯矩但有横向荷载作用时 $\beta_{mx}=1.0$。

（2）单悬臂构件：$\beta_{mx}=1.0$。对于单轴对称的截面（如 T 形、槽形截面等）的压弯构件，当弯矩作用在对称轴平面内且使较大翼缘受压时，较小翼缘有可能由于受到较大的拉应力而首先屈服，导致构件破坏。对于这类构件段，除按式(12.67)验算其稳定性外，还应按下式验算

$$\left|\frac{N}{A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_{2x}W_{2x}(1-1.25N/N'_{Ex})}\right| \leqslant f \tag{12.68}$$

式中：W_{2x}——受拉侧最外纤维的毛截面模量；

γ_{2x}——与 W_{2x} 相对应的截面塑性发展系数。

2．弯矩作用平面外的稳定性

当弯矩作用在压弯构件截面最大刚度平面外时，由于弯矩作用平面外截面的刚度较小，而侧向又没有足够的支承以阻止构件的侧移和扭转。构件就可能向弯矩作用平面外发生侧向弯扭屈曲而破坏，如图 12.59 所示。《钢结构设计规范》规定的设计公式为

$$\frac{N}{\varphi_y A}+\eta\frac{\beta_{tx}M_x}{\varphi_b W_{1x}}\leqslant f \tag{12.69}$$

式中：φ_y——弯矩作用平面外的轴心受压构件稳定系数；

φ_b——均匀弯矩作用时受弯构件的整体稳定系数；

M_x——所需构件段范围内的最大弯矩；

η——截面影响系数闭合截面 $\eta=0.7$，其他截面 $\eta=1.0$；

β_{tx}——等效弯矩系数，按下列规定采用。

(1) 在弯矩作用平面外有支撑的构件，应根据两相邻支撑点构件段内荷载和内力情况确定。

① 所考虑构件段无横向荷载作用时，$\beta_{tx}=0.65+0.35M_1/M_2$，构件段在弯矩作用平面内的端弯矩 M_1 和 M_2 使其产生同向曲率时取同号，产生反向曲率时取异号，而且 $|M_1|\geqslant|M_2|$。

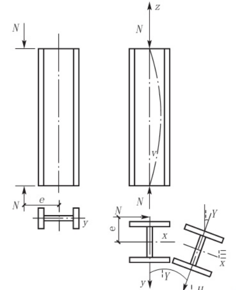


图 12.59 弯矩作用平面外的弯扭屈曲

② 所考虑构件段内既有端弯矩又有横向荷载作用，使构件段产生同向曲率时，$\beta_{tx}=0.1$，产生反向曲率时，$\beta_{tx}=0.85$。

③ 所考虑构件内只有横向荷载作用时，$\beta_{tx}=1.0$。

(2) 对于悬臂构件 $\beta_{tx}=0.1$。

12.5.4 实腹式压弯构件的局部稳定

实腹式压弯构件与轴心受压构件和受弯构件的受力情况相似，其局部稳定性也是采用限制构件宽(高)厚比的办法来加以保证的。

1．翼缘的局部稳定

I形、T形和箱形截面压弯构件，受压翼缘板自由外伸宽度 b_1 与其宽厚 t 之比，应符合下列需求

$$\frac{b_1}{t}\leqslant 15\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{12.70}$$

对于长细比较小的压弯构件，受压翼缘将有较深的塑性发展，上式容许宽厚比之值偏大。因此《钢结构设计规范》规定，如果构件的截面尺寸由平面内的稳定控制，且长细比小于 100，若设计允许截面发展塑性时，则翼缘宽厚比的限值为

$$\frac{b_1}{t} \leqslant 13\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{12.71}$$

箱形截面受压翼缘板之间的宽厚 b_0 与其厚度 t 之比应符合下式需求，即

$$\frac{b_0}{t} \leqslant 40\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{12.72}$$

2. 腹板的局部稳定

为保证压弯构件的局部稳定，《钢结构设计规范》对 I 形和 H 形截面的腹板计算高度 h_0 和 t_w 之比的限制作了如下规定。

当 $0 \leqslant \alpha_0 \leqslant 1.6$ 时

$$h_0/t_w \leqslant (1.6\alpha_0 + 0.5\lambda + 25)\sqrt{235/f_y} \tag{12.73}$$

当 $1.6 < \alpha_0 \leqslant 2.0$ 时

$$h_0/t_w \leqslant (48\alpha_0 + 0.5\lambda - 26.2)\sqrt{235/f_y} \tag{12.74}$$

式中：λ——构件在弯矩作用平面内的长细比，当 $\lambda<30$ 时，取 $\lambda=30$；当 $\lambda>100$ 时，取 $\lambda=100$；

$$\alpha_0 - \alpha_0 = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max}}$$

σ_{max}——腹板计算高度边缘的最大应力，计算时不考虑构件的稳定系数和截面发展系数；

σ_{min}——腹板计算高度另一边缘相应的应力，压应力取正值，拉应力取负值。

特别提示

当腹板的高厚比不符合上述的要求时，可设置纵向加劲肋，或在计算构件的强度和稳定性时将腹板的截面仅考虑计算高度边缘范围内两侧宽度各为 $20t_w\sqrt{235/f_y}$ 的部分(计算构件的稳定系数时，仍用全部截面)。但在受压较大翼缘和加劲肋之间的腹板仍应按上述要求验算局部稳定性。

课题 12.6 普通钢屋架

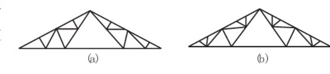
12.6.1 屋架的形式及尺寸

1. 屋架的形式

钢屋架广泛应用于工业与民用建筑中较大跨度建筑物的屋盖承重结构。常见的钢屋架形式按其外形可分为三角形、梯形、平行弦、人字形等。屋架的选型应综合考虑使用要求、受力、施工及经济效果等因素。

1) 三角形屋架

三角形屋架适用于屋面坡度较陡($i=1:3\sim1:2$)的有檩体系屋盖，如图 12.60 所示。三角形屋架端部只能与柱铰接，故房屋整体横向刚度很低。其外形与弯矩图



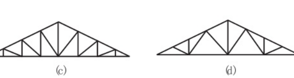


图 12.60 三角形屋架

的相差较大，致使屋架弦杆受力不均，支座处内力很大，跨中较小，当弦杆采用同一规格截面时，其承载力不能得到充分利用。若将三角形屋架的两端高度改为500mm后，如图12.61所示，屋架支座处上、下弦的内力大大减少，改善了屋架的工作情况。三角形屋架的上、下弦杆交角一般都较小，尤其在屋面坡度不大时更小，使支座节点构造复杂。故三角形屋架一般只宜用于中、小跨度(l≤18～24m)的轻屋面结构。

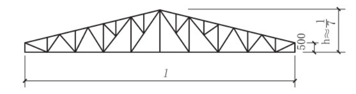


图12.61　三角形屋架改变端部高度

三角形屋架的腹杆布置常用芬克式[图12.60(a)、图12.60(b)]和人字式[图12.60(d)]。芬克式屋架腹杆较多，但压杆短，拉杆长，受力合理，且它可以分成两榀小屋架和一根直杆，便于运输。人字式屋架的腹杆较少，但受压腹杆较长，适用于跨度l≤18m的屋架。但人字形屋架的抗震性能优于芬克式屋架，所以在强地震烈度区，尽管跨度大于18m，也常用人字形屋架。单斜式屋架[图12.60(c)]的腹杆较长且节点数目较多，只适用于下弦须设置天棚的屋架，一般较少采用。某些屋面材料要求的檩距很小，以致檩条有可能不全放在屋架上弦节点，从而使上弦产生局部弯矩，因此，三角形屋架在布置腹杆时，要同时处理好檩距和上弦节点之间的关系。

从内力分配的角度看，三角形屋架的外形不太合理，但是从建筑物的整体布局和用途出发，当采用短尺压型钢板、波形石棉瓦和瓦楞铁等时，其排水坡度要求较陡，还是应采用三角形屋架。

2）梯形屋架

梯形屋架适用于屋面坡度平缓的无檩屋盖体系和采用长尺压型钢板和夹芯保温板的有檩屋盖体系。其屋面坡度一般为i=1∶16～1∶8，跨度l=18～36m。梯形屋架外形与均布荷载的弯矩图比较接近，因而弦杆内力比较均匀。在全钢结构厂房中，一般将梯形屋架与柱做成刚接，以提高房屋横向刚度。当屋架支承在钢筋混凝土柱或砖柱上时，只能做成铰接。

梯形屋架的腹杆体系可采用单斜式、人字式和再分式，如图12.62所示。人字式按支座斜杆与弦杆组成的支承点在下弦或上弦分成下承式和上承式两种。一般情况，与柱刚接的屋架宜采用下承式，与柱铰接的则两者均可。以往多采用下承式，这样可使排架柱计算高度减小，又便于在下弦设置屋盖纵向水平支撑，但上承式使屋架重心降低，支座斜腹杆受拉，且给安装带来很大方便，近年来逐渐推广使用。当屋架下弦设置天棚时，可在图中虚线处增设吊杆[图12.62(b)]或采用单斜式腹杆[图12.62(a)]。当上弦节间长度为3m，而大型屋面板宽度为1.5m时，可采用再分式腹杆[图12.62(d)]将节间长度减小至1.5m，但其制造较费工，故有时仍采用3m节间而使上弦承受局部弯矩，虽然构造简单但将使上弦截面增大。折中的做法是只在一部分节间增加再分杆，而在弦杆内力较小的支座附近仍采用3m节间，以获得较好的经济效果。

3）平行弦屋架和人字形屋架

平行弦屋架的上、下弦杆平行，与柱连接可做成刚接或铰接，多用于单坡屋盖[图12.63(a)]或用作托架，支撑桁架也属于平行弦桁架类。用两个平行弦屋架做成人字形屋架，可做成不同坡度(i=1∶20～1∶10)[图12.63(b)]，以增加建筑净空，减少压顶感觉。另外，为改善屋架受力，屋架的上、下弦杆也可做成不同坡度或下弦中部做一水平段

[图 12.63(c)]。近年来由于长尺压型钢板大量采用，尤其是新角弛式压型钢板的应用，屋面坡度可做到 1∶30～1∶20，甚至 1∶50，因此平行弦屋架应用较多。

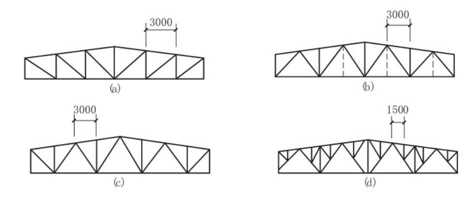


图 12.62　梯形屋架

(a)、(c) 上承式屋架；(b)、(d) 下承式屋架

平行弦桁架用于支撑时其腹杆常采用交叉式[图 12.63(d)]，用作屋架时其腹杆则多采用人字式[图 12.63(a)、图 12.63(b)]，且一般宜采用上承式，这种形式不但安装方便而且可使折线拱的推力与上弦杆的弹性压缩相互抵消，在很大程度上减小了对柱的不利影响。

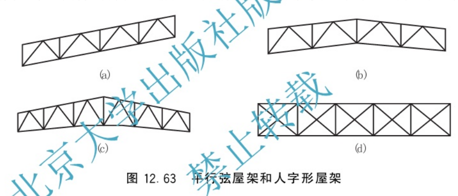


图 12.63　平行弦屋架和人字形屋架

人字形屋架有较好的空间观感，制作时可不再起拱，且腹杆长度一致，节点类型统一，在制造时不必起拱，符合标准化、工业化制造的要求，故多用于较大跨度。我国近年来在一些大跨度工业厂房中中就采用了坡度 $i=2:100\sim5:100$ 的人字形屋架，取得了构造简单、制作方便的效果。

2. 屋架的主要尺寸

屋架的主要尺寸为跨度 l、跨中高度 h 和起拱高度。对梯形屋架还有端部高度 h_0。

1) 跨度

屋架的跨度应满足房屋的工艺和使用要求，同时应考虑结构布置的合理性。柱网横向轴线的间距即屋架的标志跨度 l，在无檩屋盖体系中应与大型屋面板的宽度相配合，以 3m 为模数。有檩屋盖体系中的三角形屋架跨度比较灵活，不受 3m 模数的限制。屋架的计算跨度 l_0 是屋架两端支座反力的间距。当屋架简支于钢筋混凝土柱或砖柱上且柱网采用封闭结合时，考虑屋架支座处的构造尺寸(使支座外缘不致超出轴线)，一般可取 $l_0=l-(300\sim400)$mm；当屋架支承于钢筋混凝土柱上，而柱网采用非封闭结合时，计算跨度等于标志跨度，即 $l_0=l$；当屋架与钢柱刚接时，其计算跨度取钢柱内侧面之间的间距，如图 12.64 所示。

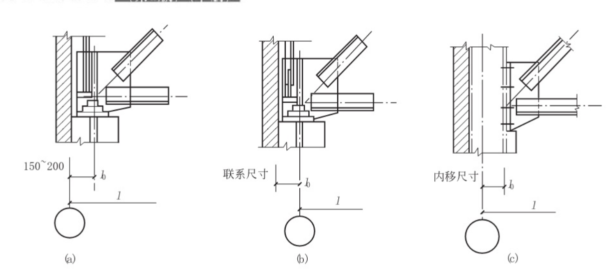


图 12.64 屋架的计算跨度(单位：mm)

2）高度

屋架的高度取决于建筑高度、刚度要求和经济高度等条件，同时还须结合屋面坡度和满足运输界限的要求。屋架的最大高度不能超过运输界限，最小高度应满足屋架容许挠度($[v]=1/500$)的需要，经济高度则应根据屋架杆件的总用钢量为最小的条件确定。

(1) 三角形屋架的高度，当屋面坡度为 1∶3～1∶2 时，不小于跨度的 1/6～1/4。

(2) 梯形屋架的中部高度主要由经济高度决定，当上弦坡度为 1∶12～1∶8 时，跨中高度一般不小于屋架跨度的 1/15～1/10，跨度大或荷载小时取小值，跨度小或荷载大时取大值；屋架端部高度随坡度而改变，当与柱铰接时不宜小于 1.6～2.2m，刚接时不宜小于 2～2.5m，端弯矩大时取大值，端弯矩小时取小值。

(3) 平行弦屋架的截面高度为跨度的 1/18～1/12，通常为 2～2.5m。跨度大于 36m 时可稍大，但不宜超过 3m。当人字形屋架轴线坡度大于 1/7 且与柱刚接时，应将其视为折线横梁进行框架分析；当与柱铰接时，即使采用了上承式，也应考虑竖向荷载作用下折线拱的推力对柱的不利影响，设计时要求在檩条及屋面板等安装完毕后再将屋架支座焊接固定。

3）起拱高度

对跨度较大的屋架，在横向荷载作用下将产生较大的挠度，有损外观并可能影响屋架的正常使用。为此，对跨度 $l\geqslant15$m 的三角形屋架和跨度 $l\geqslant24$m 的梯形、平行弦屋架，当下弦无向上曲折时，宜采用起拱，即预先给屋架一个向上的反挠度，以抵消屋架受荷后产生的部分挠度。起拱高度一般为其跨度的 1/500 左右。在分析屋架内力时可不考虑起拱的影响。

12.6.2 屋架的杆件设计

1. 屋架的荷载和内力计算

1）屋架荷载

屋架上的荷载有永久荷载和可变荷载两大类。永久荷载包括屋面材料(保温层、防水层、屋面板等)和檩条、屋架、天窗架、支撑及天棚等结构的自重。可变荷载包括屋面活荷载、风荷载、积灰荷载、雪荷载及悬挂吊车荷载等。永久荷载和可变荷载值均可由荷载规范的规定计算求得。

对钢筋混凝土大型屋面板等永久荷载较大的结构，风的影响很小，一般可不予考虑。但对采用压型钢板、瓦楞铁等的轻型屋面，应考虑风的吸力是否会导致屋架的拉杆变成压

杆，以及产生支座负反力的锚固问题。

屋架和支撑的自重在水平投影面上的标准值，可按下面经验公式进行估算

$$q=(0.12+0.012l)\text{kN/m}^2 \tag{12.75}$$

式中：l——屋架的标志跨度，单位为 m。

屋面的均布永久荷载通常按屋面水平投影面上分布的荷载 q_k 计算，故凡沿屋面斜面分布的永久荷载均应换算为水平投影面上分布的荷载。对于屋面坡度较小的缓坡梯形屋架结构的屋面，可将沿斜面上分布的荷载近似地视为水平投影面上分布的荷载。

2）节点荷载

屋架所受的荷载一般通过檩条或大型屋面板肋以集中力的方式作用于屋架的上弦节点上。其值 P 可按各种均布荷载对节点汇集进行计算(图 12.65)，即

$$P=\sum\gamma_{(G,Q)}\cdot q_k\cdot a\cdot s \tag{12.76}$$

式中：$\gamma_{(G,Q)}$——荷载分项系数，可由荷载规范查得；

q_k——按屋面水平投影分布的荷载标准值；

a——上弦杆的水平投影长度；

s——屋架的间距。

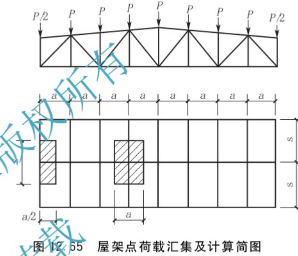


图 12.65 屋架点荷载汇集及计算简图

对于有节间荷载作用的屋架弦杆，可先将各节间荷载分配在相邻的两个节点上，与该节点原有节点荷载叠加，解得桁架各杆轴力，然后在计算弦杆时再按实际节间荷载作用情况计算弦杆的局部弯矩。

3）荷载组合

设计屋架时，应根据使用和施工过程中可能出现的最不利荷载组合计算屋架杆件的内力。一般情况下，对平行弦、梯形等钢屋架应考虑以下 3 种荷载组合。

(1) 使用阶段“全跨永久荷载＋全跨屋面均布可变荷载”。

(2) 使用阶段“全跨永久荷载＋半跨屋面均布可变荷载”。

(3) 施工阶段“全跨屋架、天窗架及支撑自重＋半跨屋面板自重＋半跨屋面可变荷载”。

如果在安装过程中，两侧屋面板对称均匀铺设，则可不考虑第三种荷载组合。

在考虑荷载组合时，屋面的活荷载和雪荷载不能同时考虑，而取两者中的较大值。对于屋面坡度较大和自重较轻的钢屋架，还应考虑风荷载吸力作用的组合。

4）屋架杆件的内力计算

计算屋架杆件内力时，通常可近似地采用如下假定。

(1) 屋架的各节点均视为理想铰接。

(2) 屋架的所有杆件的轴线都在同一平面内且在节点处交汇。

(3) 节点荷载作用于屋架平面内且位于节点的中心。

屋架的杆件内力可根据屋架计算简图(图 12.65)采用数解法、图解法或借助点算求得。对用节点板连接的屋架，当杆件为 H 形、箱形等刚度较大的截面，且在屋架平面内的杆件截面高度与其几何长度(节点中心间的距离)之比大于 1/10(对弦杆)或大于 1/15(对腹杆)时，应考虑节点刚性所引起的次弯矩。

计算杆件局部弯矩(屋架上弦有节间荷载)时，若考虑弦杆的连续性和支座的弹性位移，则计算较复杂。一般采用简化方法计算：先求出相应节间按简支梁算得的最大弯矩 M_0，则端节间正弯矩可取 $M_1=0.8\ M_0$；其他节间的正弯矩和节点(包括屋脊节点)负弯矩取 $M_2=\pm 0.6\ M_0$，如图 12.66 所示。

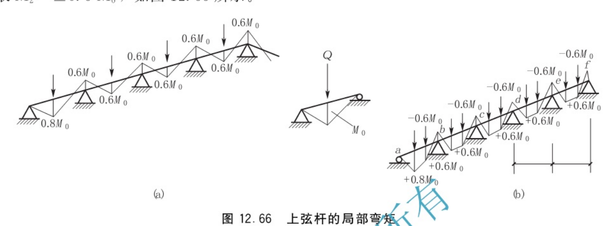


图 12.66　上弦杆的局部弯矩

(a) 每节间一个集中荷载；(b) 每节间两个集中荷载

2. 屋架杆件的计算长度和容许长细比

1) 杆件的计算长度

杆件的计算长度可分为：在屋架平面内的计算长度 l_{0x}，在屋架平面外的计算长度 l_{0y} 和斜平面的计算长度 l_0，如图 12.67 所示。

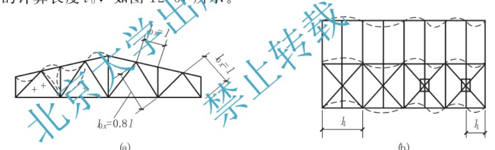


图 12.67　桁架杆件的计算长度

(a) 桁架杆件在桁架平面内的计算长度；(b) 桁架杆件在桁架平面外的计算长度

《钢结构设计规范》规定，桁架弦杆和单系腹杆(用节点板与弦杆连接)的计算长度如表 12－14 所示。

表 12－14　屋架杆件的计算长度

项次	弯曲方向	弦杆	腹杆	
			支座斜杆和支座竖杆	其他腹杆
1	在桁架平面内	l	l	$0.8l$
2	在桁架平面外	l_1	l	l
3	斜平面	—	l	$0.9l$

注：(1) l 为构件的几何长度(节点中心间距离)，l_1 为桁架弦杆侧向支承点之间的距离。

(2) 斜平面系指与桁架平面斜交的平面，适用于构件截面两主轴均不在桁架平面内的单角钢腹杆和双角钢十字形截面腹杆。

(3) 无节点板的腹杆计算长度在任意平面内均取其等于几何长度(钢管结构除外)。

当桁架弦杆侧向支承点之间的距离为节间长度的2倍且两节间的弦杆轴心压力不相同时，如图12.68所示，该弦杆在桁架平面外的计算长度应按下式确定(但不应小于$0.5l_1$)

$$l_0=l_1\left(0.75+0.25\frac{N_2}{N_1}\right) \tag{12.77}$$

式中：N_1——较大的轴力，计算时取正值；

N_2——较小的压力或拉力，计算时压力取正值，拉力取负值。

桁架再分式腹杆体系的受压主斜杆及K形腹杆体系的竖杆等(图12.69)，在桁架平面外的计算长度应按公式确定(受拉主斜杆仍取l_1)；在桁架平面内的计算长度则取节点中心间距离。

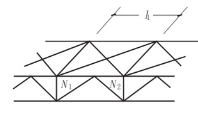


图12.68 弦杆轴心压力在侧向支承点间有变化的桁架简图

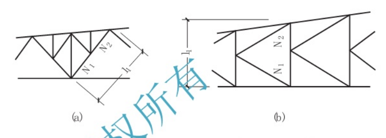


图12.69 压力有变化的受压腹杆平面外计算长度

(a) 再分式腹杆体系的受压主斜杆；(b) K形腹杆体系的竖杆

确定在交叉点相互连接的桁架交叉腹杆的长细比时，在桁架平面内的计算长度应取节点中心到交叉点间的距离，在桁架平面外的计算长度，当两交叉杆长度相同时，应按表12-15的规定采用。

表12-15 桁架交叉腹杆在桁架平面外的计算长度

项次	杆件类别	杆件的交叉情况		桁架平面外的计算长度
1	压杆	相交的另一杆受压，两杆截面相同并在交叉点均不中断		$l_0=l\sqrt{\frac{1}{2}\left(1+\frac{N_0}{N}\right)}$
2		相交的另一杆受压，另一杆在交叉点中断但以节点板搭接		$l_0=l\sqrt{1+\frac{\pi^2}{12}\cdot\frac{N_0}{N}}$
3		相交的另一杆受拉，两杆截面相同并在交叉点均不中断		$l_0=l\sqrt{\frac{1}{2}\left(1-\frac{3}{4}\cdot\frac{N_0}{N}\right)}\geqslant 0.5l$
4		相交的另一杆受拉	此拉杆在交叉点中断但以节点板搭接	$l_0=l\sqrt{1-\frac{3}{4}\cdot\frac{N_0}{N}}\geqslant 0.5l$
5			此拉杆连续而压杆在交叉点中断但以节点板搭接，若$N_0\geqslant N$或拉杆在桁架平面外的抗弯刚度$EI_y\geqslant(3N_0l^2/4\pi^2)(N/N_0-1)$	$l_0=0.5l$
6	拉杆			$l_0=l$

注：(1) 表中l为桁架节点中心间距离(交叉点不作为节点考虑)，N为所计算杆的轴力，N_0为相交另一杆的内力，均为绝对值。

(2) 两杆均受压时，取$N_0\leqslant N$，两杆截面应相同。

(3) 当确定交叉腹杆中单角钢杆件斜平面内的长细比时，计算长度应取节点中心至交叉点的距离。

2)杆件的容许长细比

长细比太大的桁架杆件,在自重作用下将产生过大挠度,在运输和安装过程中也会因柔度过大而产生弯曲,在动力作用下还会引起较大的振动。故在《钢结构设计规范》中对受压和受拉杆件都规定了容许长细比。

3. 屋架杆件的截面选择和计算

1)截面选择的一般原则

(1)相同截面面积情况下,应优先选用宽肢薄壁的板件或肢件,以增加截面的回转半径。一般情况下,板件或肢件的最小厚度为5mm,对小跨度屋架可用到4mm。

(2)对焊接结构,角钢截面不应小于∟45×4或∟56×36×4;对螺栓连接或铆钉连接结构,角钢截面不小于∟50×5。有螺栓孔时,角钢最小肢宽须满足要求。所选用屋架杆件截面高度,一般不应大于此杆件计算长度的1/10(对弦杆)和1/15(对腹杆)。

(3)放置屋面板时,上弦角钢水平伸出肢宽度或剖分T形钢翼缘自由外伸宽度不宜小于80mm(屋面板跨度6m)或100mm(屋面板跨度大于6m)。

(4)同一榀屋架的杆件规格应尽量统一,一般宜调整到5~6种,尽量避免使用肢宽相同而厚度相差不大的规格,同一种规格的厚度之差不宜大于2mm,以方便配料和避免制造时混料。

(5)屋架弦杆一般沿全跨采用等截面,但对跨度大于24m的三角形屋架和跨度大于30m的梯形屋,可根据内力变化改变截面弦杆,但在半跨内只宜改变一次,且只改变肢宽而保持厚度不变,以便拼接时的构造处理。

2)杆件的截面形式

屋架杆件截面形式的确定,应考虑构造简单、施工方便、易于取材,并使其具有一定的侧向刚度等要求。对轴心受压构件,为了经济合理,宜使杆件两方向的长细比接近相等,以使其对两个主轴有相近的稳定性。屋架杆件截面可参考表12-16选用。

表12-16 屋架杆件截面形式

杆件截面组合方式或型钢类型	截面形式	回转半径的比值(i_y/i_x)	用途
TW型钢	TW; x; y	1.8~2.1	l_{0y}较大的上、下弦杆
TM型钢	TM; x; y	0.82~1.4	一般上、下弦杆或腹杆
TN型钢	TN; x; y	0.45~0.79	受局部弯矩作用的上、下弦杆

续表

杆件截面组合方式或型钢类型	截面形式	回转半径的比值(i_y/i_x)	用途
两不等边角钢短肢相连		2.6～2.9	l_{0y}较大的上、下弦杆
两不等边角钢长肢相连		0.75～1.0	支座斜杆、支座竖杆，受局部弯矩作用的上、下弦杆
两等边角钢相连		1.35～1.5	其余腹杆、下弦杆
两等边角钢相连的十字形截面		≈1.0	与竖向支撑相连的屋架竖杆
单角钢			内力较小的杆件
热轧宽翼缘 H 型钢		≈1.0	荷载和跨度较大的桁架上、下弦杆
钢管		各方向相等	轻型钢屋架中的杆件

3）填板的设置

为确保由两个角钢组成的 T 形或十字形截面杆件能组成一整体杆件共同受力，必须每

隔一定距离在两个角钢间设置填板并用焊缝连接(十字形截面为一竖一横交错放置)，如图 12.70 所示。这样，杆件才可按实腹式杆件计算。填板厚度同节点板厚，宽度一般取 40～60mm，长度取为：T 形截面比角钢肢宽大 10～15mm，十字形截面则由角钢肢尖两侧各缩进 10～15mm，以便于施焊。填板间距为：对压杆 $l_d \leqslant 40i$，对拉杆 $l_d \leqslant 80i$。对于 T 形截面 i 为一个角钢对与填板平行的形心轴的回转半径；对于十字形截面 i 为一个角钢的最小回转半径。受压构件的两个侧向支承点之间的填板数不得少于 2 个。

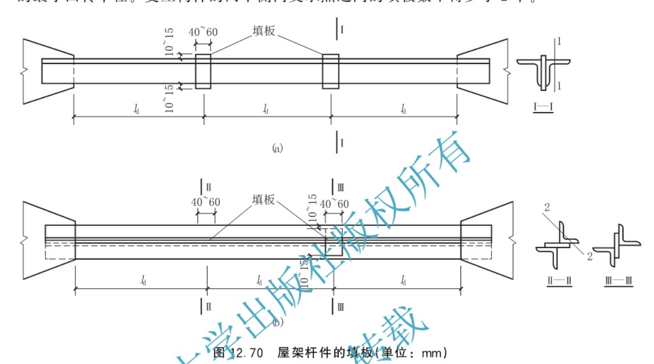


图 12.70　屋架杆件的填板(单位：mm)

4) 节点板的厚度

节点板内应力大小与所连构件内力大小有关，设计时一般不做计算，但不得小于 6mm。对单壁式屋架，节点板的厚度可根据腹杆的最大内力(对梯形屋架和人字形屋架)或弦杆端节间内力(对三角形屋架)确定，按表 12-17 选用。在同一榀屋架中，所有中间节点板均采用同一种厚度，支座节点板由于受力大且很重要，厚度比中间的增大 2mm。

表 12-17　单壁式屋架节点板选用表

梯形、人字形屋架腹杆最大内力或三角形屋架弦杆端节间内力/kN	≤170	171～290	291～510	512～680	681～910	912～1290	1291～1770	1771～3090
中间节点板厚度/mm	6～8	8	10	12	14	16	18	20
支座节点板厚度/mm	10	10	12	14	16	18	20	22

注：(1) 节点板为 Q235 钢，当为其他钢号时，表中数字应乘以 $235/f_y$。

(2) 本表用于节点板与腹板用侧焊缝连接的情况，当采用围焊时，节点板的厚度应计算确定。

(3) 无竖腹杆相连且自由边无加劲肋加强的节点板，应将受压腹杆内力乘以 1.25 后再查表。

5) 截面计算

(1) 轴心拉杆。轴心拉杆可按强度条件确定所需的截面面积。

(2) 轴心压杆。一般情况下，轴心压杆可由稳定条件确定所需的截面面积。

(3) 压弯或拉弯杆。当上弦或下弦受有节间荷载作用时，应根据轴心力和局部弯矩按

拉弯或压弯杆计算。一般先根据经验试选截面，然后对其强度和刚度进行验算。若不满足则改选截面再进行试算，直至符合要求为止。对压弯杆还应验算弯矩作用平面内和弯矩作用平面外的稳定性。

(4) 按刚度条件验算和选择截面的杆件。钢屋架中各类杆件均应满足容许长细比的要求。对单角钢截面和双角钢组成的十字形截面，其回转半径应取截面的最小刚度轴的回转半径 i_{min}。

对屋架中因构造需要而设置的杆件(如芬克式屋架跨中竖杆)或内力很小的杆件，其截面可按刚度条件确定，即按 $i=l_0/[\lambda]$ 或 $i_{min}=l_0/[\lambda]$ 计算截面所需的回转半径，然后根据 i_x、i_y 或 i_{min} 选用合适的角钢截面或 T 形钢截面。

12.6.3 屋架的节点设计

屋架的杆件一般采用节点板相互连接，各杆件内力通过各自的杆端焊缝传至节点板，并汇交于节点中心而取得平衡。节点的设计应做到传力明确、强度可靠、构造简单和制造、安装方便等。

1. 节点设计的一般原则

(1) 布置桁架杆件时，理论上应使杆件形心线和桁架几何轴线重合，以免杆件偏心受力。当弦杆截面沿跨度有改变时，为便于拼接和放置屋面构件，一般应使拼接处两侧弦杆角钢肢背齐平，此时应取两侧形心线的中心线作为弦杆的共同轴线。对螺栓(或铆钉)连接的桁架可采用靠近杆件形心线的螺栓(或铆钉)准线为轴线。如轴线处引起的偏心不超过较大弦杆截面高度的 5%，计算中可不考虑由此引起的偏心弯矩的影响。

(2) 为便于制造，通常取角钢肢背或 T 形钢背至形心距离为 5mm 的整倍数。节点处各杆件的轴线如图 12.71 所示，图中 e_0 按 e_1 和 e_2 的平均数取 5mm 的倍数值，e_3、e_4 则按角钢形心距取 5mm 的倍数值。

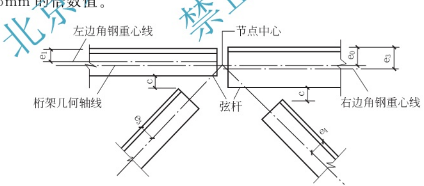


图 12.71 节点处各杆件的轴线图

(3) 腹杆与弦杆、腹杆与腹杆之间的间隙应保持最小间距 c(图 12.71)。在直接承受动力荷载的焊接屋架中，取 $c=50$mm；在不直接承受动力荷载的焊接屋架中，c 不应小于 20mm，且相邻角焊缝焊趾间净距不应小于 5mm，以避免因焊缝过分密集而使该处节点板过热而变脆。在非焊接屋架中，c 应不小于 5～10mm，以便于安装。

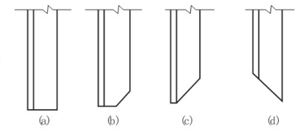


图 12.72 角钢端部切割形式

(4) 杆端的切割面一般与杆件轴线垂直，如图 12.72(a)所示，也允许将角钢的一边切去一

角，如图 12.72(b)、图 12.72(c)所示，但不允许作如图 12.72(d)所示的端部切割方式，因其不能使用机械切割。

（5）节点板的形状应简单规整，没有凹角，一般至少应有两边平行，如矩形、梯形、平行四边形和有一直角的四边形等(图 12.73)，以减少加工时的钢材损耗和便于切割。节点板的长和宽宜取为 10mm 的倍数。节点板边缘线与杆件轴线的夹角不应小于 15°，以使杆中内力在节点板中有良好的扩散，从而改善节点板的受力情况。单斜杆与弦杆的连接应使之不出现连接的偏心弯矩，如图 12.74 所示。

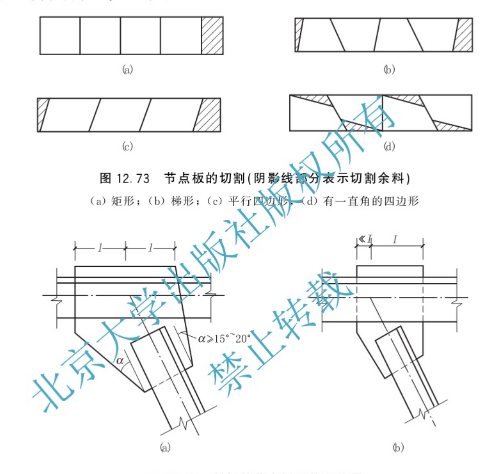


图 12.73　节点板的切割(阴影线部分表示切割余料)

(a) 矩形；(b) 梯形；(c) 平行四边形；(d) 有一直角的四边形

图 12.74　斜杆的节点板形状和位置

(a) 正确；(b) 不正确

（6）支承预制大型钢筋混凝土屋面板板肋的上弦杆水平肢，当支承处总集中荷载的设计值大于表 12-18 中数值时，应按图 12.75 的做法之一予以加强。

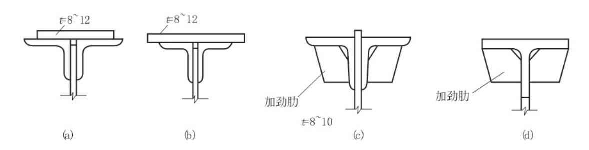


图 12.75　上弦角钢的加强

表 12－18 弦杆不加强的最大节点荷载

角钢(或T型钢翼缘板)厚度/mm	Q235	8	10	12	14	16
	Q345、Q390	7	8	10	12	14
支承处总集中荷载设计值/kN		25	40	55	75	100

2. 节点设计的步骤

(1) 首先绘出屋架杆件几何轴线，按一定比例尺画出各杆件的角钢轮廓线(表示角钢外伸边厚度的线可不按比例，仅示意画出)，确定各杆件的端部位置。

(2) 根据腹杆内力，计算腹杆与节点板连接焊缝的长度和焊脚尺寸。根据节点上各杆件的焊缝长度，并考虑杆件之间应留的间隙，以及适当考虑制作和装配的误差确定节点板的形状和平面尺寸。

(3) 根据已有节点板的尺寸布置弦杆与节点板间的连接焊缝。当弦杆在节点处改变截面，则还应在节点处设计弦杆拼接。

(4) 绘制节点大样(比例尺为1∶10～1∶5)，确定每一节点上都需表明的尺寸，节点上需注明的尺寸如下。

① 每一腹杆端部至节点中心的距离(当为非焊接节点，则应标明节点中心至腹杆末端第一个螺栓中心的距离)，数字准确到mm。

② 节点板的平面尺寸。应从节点中心分两边注明其宽度和高度，尺寸分别平行和垂直于弦杆的轴线。

③ 各杆件轴线至角钢肢背的距离。

④ 角钢连接件的边长 b(只当杆件截面为不等边角钢时需注明)。

⑤ 每条角焊缝的焊脚尺寸 h_f 和焊缝长度 l(当为螺栓连接时，应注明螺栓中心距和端距)。

3. 节点构造与计算

1) 一般节点

一般节点系指无集中荷载和无弦杆拼接的节点，一般多位于屋架下弦，如图12.76所示。各腹杆杆端与节点板连接的角焊缝的焊脚尺寸和长度，应按角钢连接的角焊缝计算，节点板的尺寸应能满足交于该节点板的所有腹杆的焊缝长度要求，同时还应伸出弦杆角钢肢背10～15mm，以便焊接。弦杆与节点板的连接焊缝，应考虑承受弦杆相邻节间内力之差 $\Delta N=N_1-N_2$ 进行计算。通常 ΔN 很小，实际所需的焊脚尺寸可由构造要求确定，并沿节点板全长满焊。

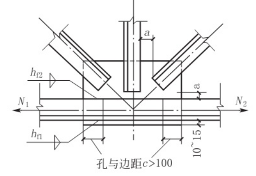


图 12.76 屋架下弦的中间节点

2) 有集中荷载的节点

与一般节点不同的是，弦杆与节点板间的焊缝除承受弦杆相邻节间内力之差 $\Delta N=N_1-N_2$ 外，还需要承受由檩条或大型屋面板等传来的集中荷载 P 的作

用，如图 12.77(a)所示。

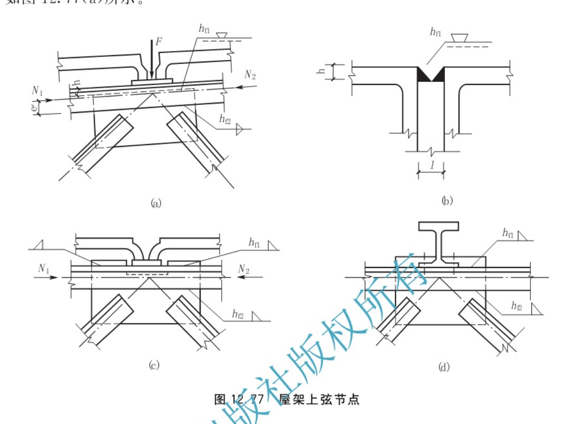


图 12.77 屋架上弦节点

为了便于放置大型屋面板或檩条连接角钢，节点板须缩入上弦角钢背不小于$(t/2+2)$mm，也不宜大于t(t为节点板厚度)，并在此进行槽焊，如图 12.77(b)所示。槽焊质量一般较难保证，故近似认为其相当于两条焊脚尺寸各为$h_{f1}=0.5t$、长度为节点板宽度(l_{w1})的角焊缝，且仅承受力P的作用，计算时忽略屋架坡度的影响，设力P垂直于焊缝，其焊缝强度应满足

$$\sigma_f=\frac{P}{\beta_f\times 2\times 0.7h_{f1}l_{w1}}\leqslant f_f^w \tag{12.78}$$

通常P力不大，按构造沿全长满焊即可。

3）弦杆的拼接节点

弦杆的拼接分工厂拼接和工地拼接两种。工厂拼接用于型钢长度不够或弦杆截面有改变时在制造厂进行的拼接，这种拼接的位置通常内力较小的节间内。工地拼接是在屋架分段制造和运输时的安装接头，下弦多设在跨中节点，如图 12.78(a)所示，上弦多设在屋脊节点，如图 12.78(b)、图 12.78(c)所示，但芬克式屋架也可设在下弦中间杆的两端。

为保证整个屋架平面外的刚度和足够的强度，通常不用节点板作为拼接材料，而以拼接角钢传递弦杆内力，拼接角钢的截面应与弦杆截面相同。角钢肢背的棱角应割去，以便与弦杆角钢紧密相贴。为便于施焊，还应将拼接角钢的竖肢切去$\Delta=(t+h_f+5)$mm(t为角钢厚度，h_f为拼接焊缝的焊脚尺寸，5mm 为避开弦杆角钢肢尖圆角的切割量)。拼接角钢截面的削弱，一般不超过原截面的 15%，可以由节点板(节点处拼接)或角钢之间的填板(节点范围外拼接)来补偿。

屋脊节点处的拼接角钢，一般采用热弯成形。当屋面坡度较大或拼接角钢肢较宽不易

弯折时，可将角钢竖肢在根部钻孔并切口后再冷弯对焊。

为便于安装，工地拼接宜采用如图 12.78 所示的连接方法。节点板和中间竖杆用工厂焊缝焊于左半榀屋架，拼接角钢则作为单独零件出厂，待工地将右半榀屋架拼装后再将其装配上，然后一起用安装焊缝连接。为了拼接节点能正确定位和施焊，需设置临时性安装螺栓。

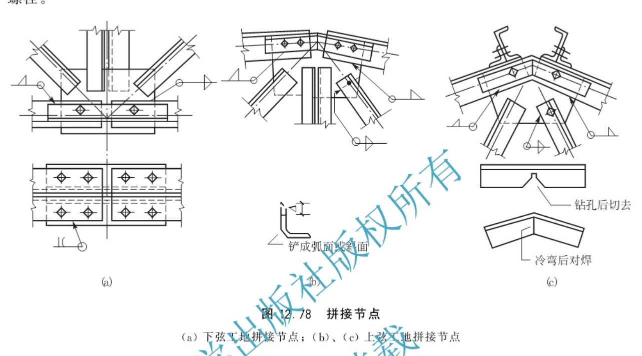


图 12.78 拼接节点

(a) 下弦工地拼接节点；(b)、(c) 上弦工地拼接节点

拼接角钢的长度应根据拼接焊缝需要的长度确定，一般可按被拼接处弦杆最大内力 N_{max} 或偏安全地按与弦杆等强($N=Af$，宜用于拉杆)计算，并假定 4 条焊缝均匀受力，则接头一侧需要的焊缝计算长度为

$$l_w = \frac{N_{max}(Af)}{4\times 0.7h_f f_f^w} \tag{12.79}$$

拼接角钢需要的长度 $L=2(l_w+2h_f)+a$，a 为弦杆杆端空隙，下弦取 10mm，上弦还应考虑屋面坡度及角钢垂直肢宽等因素，一般取 10～20mm。

4) 支座节点

屋架与柱的连接有铰接和刚接两种形式。支承于钢筋混凝土柱或砖柱上的屋架一般为铰接，而支承于钢柱上的屋架通常为刚接。如图 12.79 所示，为梯形屋架和三角形屋架在钢筋混凝土柱顶或砌体上的支座节点。

支座节点的传力路径是：屋架各杆件的内力通过杆端焊缝传给节点板，然后经节点板和加劲肋之间的垂直焊缝将一部分力传给加劲肋，再通过节点板、加劲肋与底板间的水平焊缝将全部支座压力传给底板，最终传给支座。因此，支座节点应进行以下计算。

(1) 底板面积与厚度。

(2) 垂直加劲肋与支座节点板间的竖向连接焊缝。

(3) 底板与节点板、加劲肋底端的水平连接焊缝。

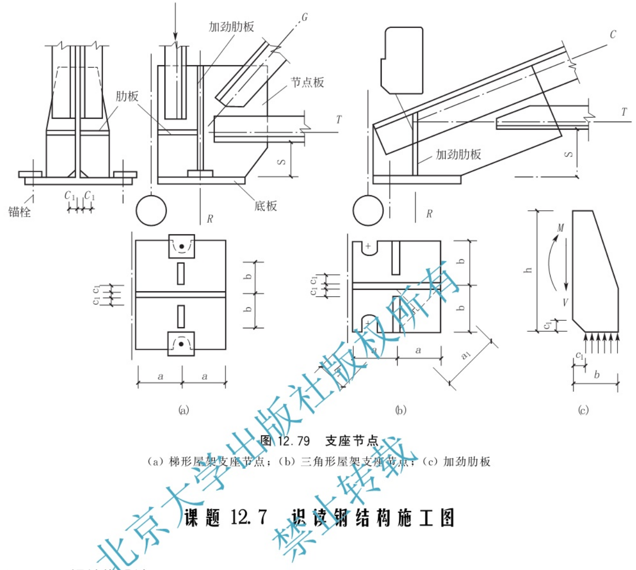


图 12.79 支座节点

（a）梯形屋架支座节点；（b）三角形屋架支座节点；（c）加劲肋板

课题 12.7 识读钢结构施工图

12.7.1 钢结构设计图

根据我国各设计单位和加工制作单位近年来对钢结构设计图编制方法的通用习惯，并考虑其合理性，钢结构设计制图分为设计图和施工详图两个阶段。钢结构设计图应由具有相应设计资质级别的设计单位设计完成。钢结构施工详图由具有相应设计资质级别的钢结构加工制造企业或委托设计单位完成。本部分主要介绍钢结构设计图。

1. 钢结构设计图的深度

钢结构设计图是提供编制钢结构施工详图(也称钢结构加工制作详图)的单位作为深化设计的依据，所以钢结构设计图在内容和深度方面应满足编制钢结构施工详图的要求，必须对设计依据、荷载资料、建筑抗震设防类别和设防标准、工程概况、材料选用和材料质量要求、结构布置、支撑设置、构件选型、构件截面和内力，以及结构的主要构造和控制尺寸等表示清楚，以便供有关主管部门审查，并使编制钢结构施工详图的人员能正确体会设计意图。

设计图的编制应充分利用图形表达设计者的要求，当图形不能完全表示清楚时，可用文字加以补充说明。设计图所表示的标高、方位应与建筑专业的图样相一致。图样的编制应考虑各结构系统间的相互配合和各工种的相互配合，编制顺序应便于阅图。

2. 钢结构设计图的内容

钢结构设计图内容一般包括：图样目录；设计总说明；柱脚锚栓布置图；纵、横、立面图；构件布置图；节点详图；构件图；钢材及高强度螺栓估算表。

1）设计总说明

（1）设计依据包括：工程设计合同书有关设计文件，岩土工程报告，设计基础资料及有关设计规范、规程等。

（2）设计荷载资料：各种荷载的取值；抗震设防烈度和抗震设防类别。

（3）工程概况：简述工程概况，设计假定、特点和设计要求等。

（4）材料的选用：对各部分构件选用的钢材应按主次分别提出钢材质量等级和牌号及性能的要求。相应钢材等级性能选用配套的焊条和焊丝的牌号及性能要求，选用高强度螺栓和普通螺栓的性能级别等。

（5）制作安装：①制作的技术要求及允许偏差；②螺栓连接精度和施拧要求；③焊缝质量要求和焊缝检验等级要求；④防腐和防火措施；⑤运输和安装要求；⑥需要做试验的特殊说明。

2）柱脚锚栓布置图

首先要按一定比例绘制柱网平面布置图。在该图上标注出各个钢柱柱脚锚栓的位置，即相对于纵横轴线的位置尺寸，并在基础剖面上标出锚栓空间位置标高，标明锚栓规格数量及埋设深度。

3）纵、横、立面图

当房屋钢结构比较高大或平面布置比较复杂，柱网不太规则，或立面高低错落时，为表达清楚整个结构体系的全貌，宜绘制纵、横立面图，主要表达结构的外形轮廓、相关尺寸和标高、纵横轴线编号及跨度尺寸和高度尺寸，剖面宜选择具有代表性的或需要特殊表示清楚的地方。

4）结构布置图

结构布置图主要表达各个构件在平面中所处在的位置，并对各种构件选用的截面进行编号，示例如下。

（1）屋盖平面布置图：包括屋架布置图（或刚架布置图）、屋盖檩条布置图和屋盖支撑布置图。屋盖檩条布置图主要表明檩条间距和编号，以及檩条之间设置的直拉条、斜拉条布置和编号。屋盖支撑布置图主要表示屋盖水平支撑、纵向刚性支撑、屋面梁的隅撑等的布置及编号。

（2）柱子平面布置图：主要表示钢柱（或门式刚架）和山墙柱的布置及编号，其纵剖面表示柱间支撑及墙梁布置与编号，包括墙梁的直拉条和斜拉条布置与编号、柱隅撑布置与编号。横剖面重点表示山墙柱间支撑、墙梁及拉条面布置与编号。

（3）吊车梁平面布置：表示吊车梁、车挡及其支撑布置与编号。

（4）高层钢结构的结构布置图。

① 高层钢结构的各层平面应分别绘制结构平面布置图，若有标准层则可合并绘制，对于平面布置较为复杂的楼层，必要时可增加剖面以便表示清楚各构件关系。

② 当高层结构采用钢与混凝土的组合的混合结构或部分混合结构时，则可仅表示型钢部分及其连接，而混凝土结构部分另行出图与其配合使用。

③ 除主要构件外，楼梯结构系统构件上开洞、局部加强、围护结构等可根据不同内容分别编制专门的布置图及相关节点图，与主要平、立面布置图配合使用。

④ 对于双向受力构件，至少应将柱子脚底的双向内力组合值及其方向写清楚，以便于基础详图设计。

⑤ 布置图应注明柱网的定位轴线编号、跨度和柱距，在剖面图中主要构件在有特殊连接或特殊变化处(如柱子上的牛腿或支托处，安装接头、柱梁接头或柱子变截面处)应标注标高。

⑥ 构件编号：首先必须按《建筑结构制图标准》规定的常用构件代号作为构件编号，在实际工程中，可能会有在同一项目里，同样名称而不同材料的构件，为便于区分，可在构件代号前加注材料代号，但要在图样中加以说明。一些特殊构件代号中未作出规定，可参照规定的编制方法用汉语拼音字头编代号。在代号后面可用阿拉伯数字按构件主次顺序进行编号，一般来说只在构件的主要投影面上标注一次，不要重复编写，以防出错。

一个构件如截面和外形相同，长度虽不同，可以编为同一个号；如果组合梁截面相同而外形不同，则应分别编号。

⑦ 结构布置图中的构件，除钢与混凝土组合截面构件外，可用单线条绘制，并明确表示构件间连接点的位置。粗实线为有编号数字的构件，细实线为有关联但非主要表示的其他构件，虚线可用来表示垂直支撑和隅撑等。

⑧ 每张构件布置图均应列出构件表。

5）节点详图

(1）节点详图在设计阶段应表示清楚各构件间的相互连接关系及其构造特点，节点上应标明在整个结构图的相关位置，即应标出轴线编号、相关尺寸、主要控制标高、构件编号或截面规格、节点板厚度及加劲肋做法。构件与节点板采用焊接连接时，应标明焊脚尺寸及焊缝符号。构件采用螺栓连接时，应标明螺栓是什么螺栓、螺栓直径、数量。设计阶段的节点详图具体构造做法必须交代清楚。

(2）绘制节点图的部位主要为相同构件的拼接处、不同构件的连接处、不同结构材料的连接处、需要特殊交代清楚的部位。

(3）节点的圈法：应根据设计者要表达的设计意图来圈定范围，重要的部位或连接较多的部分可圈较大范围，以便看清楚其全貌，如屋脊与山墙部分、纵横墙及柱与山墙部位等。一般是在平面布置图或立面图上圈节点，重要的典型安装拼接节点应绘制节点详图。

6）构件图

格构式构件(包括平面桁架、立体桁架及截面较为复杂的组合构件等)需要绘制构件图，门式钢刚架由于采用变截面，故也要绘制构件图以便通过构件图表达构件外形、几何尺寸及构件中杆件(或板件)的截面尺寸，以方便绘制施工详图。

平面或立体桁架构件图，一般杆件均可用单线绘制，但弦杆必须注明重心距，其几何尺寸应以重心线为准。

当桁架构件图为轴对称时，可分为左侧标注杆件截面大小，右侧标注杆件内力。当桁架构件图力不对称时，则杆件上方标注杆件截面大小下方标注杆件内力。柱子构件图一般应按其外形分拼装单元竖放绘制，在支承吊车梁肢和支承屋架肢上柱子构件图一般应按其外形分拼装单元竖放绘制，在支承吊车梁和支承屋架肢用双线，腹杆用单实线绘制，并绘

制各截面变化处的各个剖面，注明相应的规格尺寸，柱段控制标高和轴线编号的相关尺寸。柱子尽量全长绘制，反映柱子全貌，如果竖放绘制有困难，可以整根柱子平放绘制，柱顶放在左侧，柱脚放在右侧，尺寸和标高均应标注清楚。

门式刚架构件图可利用对称性绘制，主要标注其变截面柱和变截面斜梁的外形和几何尺寸、定位轴线和标高，以及柱截面与定位轴线的相关尺寸等。

高层钢结构中特殊构件宜绘制构件图。

12.7.2 钢屋架施工图

钢屋架施工图是指导钢结构制造和安装的技术文件，钢结构的制造和安装部门将依据它绘制施工详图，一般应按运输单元或安装单元绘制，但当屋架对称时，可仅绘制半榀屋架。钢屋架的主要内容和绘制要求如下。

(1) 钢屋架施工图一般应包括屋架正面图、上下弦杆的平面图，各重要部分的侧面图和剖面图，以及某些特殊零件图、材料表和说明等。

(2) 通常在图面左上角用合适比例(根据空隙大小)绘制屋架简图。图中一半注明杆件的几何长度(mm)，另一半注明杆件的内力设计值(kN)。当梯形屋架 $l \geqslant 24$m、三角形屋架 $l \geqslant 15$m 时，挠度值较大，为了不影响使用和外观，需要在制造时起拱。拱度 f 一般取屋架跨度的 1/500，并在屋架简图中注明，或注明在文字说明中。

(3) 施工图的主要图面应绘制屋架的正面图，上、下弦的平面图，必要的侧面图和剖面图，以及某些安装节点或特殊零件的大样图。屋架施工图通常采用两种比例尺绘制，杆件的轴线尺寸一般用 1∶30～1∶20，节点和杆件截面尺寸则用 1∶15～1∶10。重要的节点大样，比例尺还可加大，但以清楚地表达节点的细部尺寸为准。

(4) 施工图中应注明各零件的型号和尺寸，按主次、上下左右顺序逐一对零件详细编号，并附材料表。完全相同的零件用同一编号。如果两个零件的形状和尺寸完全一样，仅因开孔位置或因切角等原因有所不同，但系镜面对称时，亦采用同一编号，可在材料表中注明正或反字样，以示区别。有些屋架仅在少数部位的构造略有不同，例如，连支撑屋架和不连支撑屋架只在螺栓孔上有区别，可在图上螺栓孔处注明所属屋架的编号，这样数个屋架可绘在一张施工图上。材料表中需注明各零件的编号、截面、规格、长度、数量(正、反)和重量等，这样不但可归纳各零件以便备料和计算用钢量，同时也可供配备起重运输设备参考。

(5) 施工图中应注明各零件(型钢和钢板)的定位尺寸、孔洞位置，以及对工厂制造和工地安装的要求。定位尺寸主要有：轴线至 T 型钢背或角钢肢背的距离，节点中心至各杆杆端和至节点板上下和左右边缘的距离等。螺孔位置要符合型钢上容许线距和螺栓排列的最大、最小容许距离的要求。对制造和安装的其他要求，包括零件切斜角、孔洞直径和焊缝尺寸等都应注明。拼接焊缝要注意标出安装焊缝符号，以适应运输单元的划分和拼装。

(6) 施工图的说明应包括：所用钢材的钢号、焊条型号、焊接方法和质量要求，图中未注明的焊缝和螺孔尺寸，油漆、运输、制造和安装要求，以及一些不易用图表达的内容。

本书附图给出了某工业厂房屋架施工图，通过识读，对钢屋架施工图有一个整体的概念，为进一步识读钢结构图奠定基础。



本模块小结

1. 钢结构的连接方法有焊接、螺栓连接和铆接。焊接和螺栓连接是钢结构的主要连接方法。焊接连接的焊缝可分为对接焊缝和角焊缝，课题12.1讲述了上述焊缝在各种力作用下的计算方法。

2. 螺栓连接分普通螺栓连接和高强度螺栓连接。常用的普通螺栓为C级螺栓，其排列布置必须满足构造要求。其受力形式主要是螺栓抗剪和承压，设计承载力取受剪承载力设计值和承压承载力设计值中的较小值，并验算构件净截面强度。高强度螺栓分为摩擦型、承压型，其各自的受力和破坏形式不同。

3. 梁应满足强度、刚度和稳定性要求。梁的强度条件包括抗弯强度、抗剪强度和局部承压强度条件，应分别按公式进行验算。梁的刚度条件通过限制挠度进行验算。梁的整体稳定性条件用稳定性系数法进行计算，稳定系数 φ_b 的取值应按不同情况由计算确定。一般情况下梁要设置腹板加劲肋和支承加劲肋。

4. 轴心受力构件是钢结构的基本构件形式，本模块重点讲解其正常工作的强度条件、刚度条件和稳定性条件要求，讲述构件承载能力的验算方法。

5. 拉弯构件主要进行强度和刚度验算，压弯构件除了满足强度和刚度要求外，还应考虑稳定性要求。实腹式压弯构件的稳定要求包括构件在弯矩作用平面内的整体稳定、在弯矩作用平面外的整体稳定和翼缘及腹板的局部稳定。

6. 钢屋架的杆件一般采用由两个角钢组成的T形截面，所选截面在两个主轴方向应满足等稳定性要求。由于杆件计算长度不同，其截面形式也不相同。上弦杆及下弦杆一般采用两不等肢角钢短肢相连；支座斜杆采用两不等肢角钢长肢相连；其他腹杆采用两等肢角钢组成的T形截面；中央竖杆采用两等肢角钢组成的十字形截面。

7. 钢屋架的各个杆件通过节点处的节点板连接。在节点处，杆件重心线应汇交于一点。节点板的形状应规整、简单，节点板的厚度为8～12mm。节点设计计算时，一般先假定焊脚尺寸，再求出焊缝长度，最后根据焊缝长度确定节点板尺寸。

8. 钢屋架施工图是制作钢屋架的依据。施工图的主要部分是屋架详图，包括正面图、上弦和下弦杆平面图、剖面图和零件图等。施工图还应包括屋架简图、材料表和说明。



习题

一、简答题

1. 钢结构中常用的焊缝方法有哪几种？焊缝连接有何优缺点？
2. 高强度螺栓连接与普通螺栓连接有何区别？
3. 高强度螺栓连接中摩擦型连接与承压型连接有何区别？
4. 轴心受压构件的整体稳定性系数 φ 需要根据哪几个因素考虑？
5. 压弯实腹柱与轴心受压实腹柱有何不同？
6.《钢结构设计规范》规定，哪些情况下可不验算量的整体稳定？

7. 合梁的翼缘不满足局部稳定性要求时，应如何处理？

8. 焊接组合截面梁加劲肋布置的原则是什么？

9. 确定屋架形式需考虑哪些因素？常用的钢屋架形式有几种？

10. 计算屋架内力时考虑几种荷载组合？为什么？当上弦节间作用有集中荷载时，怎样确定其局部弯矩？

11. 上弦杆、下弦杆和腹杆，各应采用哪种截面形式？其确定的原则是什么？

12. 屋架节点的构造应符合哪些要求？试述各节点的计算要点。

13. 钢结构设计图内容一般包括哪些？

14. 钢屋架施工图包括哪些内容？

二、计算题

1. 已知 Q235 钢板截面 450mm×20mm 用对接直焊缝拼接，采用手工焊焊条 E43 型，用引弧板，按Ⅲ级焊缝质量检验，试求焊缝所能承受的最大轴心拉力设计值。

2. 焊接工字形截面梁如图 12.80 所示，设一道拼接的对接焊缝，拼接处作用荷载设计值：弯矩 $M=1200$kN·mm，剪力 $V=360$kN，钢材为 Q235B，焊条为 E43 型，半自动焊，Ⅲ级检验标准，试验算该焊缝的强度。

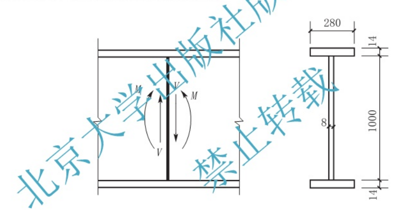


图 12.80　计算题 2 图

3. 计算图 12.81 连接的焊缝长度。已知 $N=800$kN(静力荷载设计值)，手工焊，焊条 E43 型，$h_f=10$mm，$f_f^w=160$N/MPa。

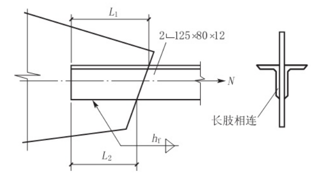


图 12.81　计算题 3 图

4. 如图 12.82 所示焊接连接，采用三面围焊，承受的轴心拉力设计值 $N=1200$kN。钢材为 Q235B，焊条为 E43 型，试验算此连接焊缝是否满足要求。

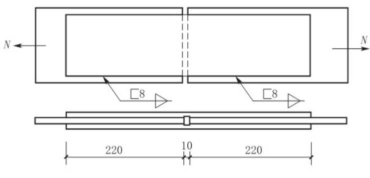
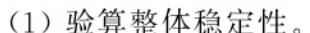


图 12.82　计算题 4 图

5. 一实腹式轴心受压柱，承受轴压力 3600kN（设计值），计算长度 $l_{ox}=12\text{m}$，$l_{oy}=6\text{m}$，截面为焊接组合工字形，尺寸如图 12.83 所示，翼缘为剪切边，钢材为 Q235，容许长细比 $[\lambda]=150$。要求如下。



(1) 验算整体稳定性。

(2) 验算局部稳定性。

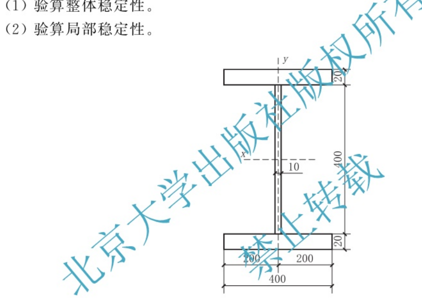


图 12.83　计算题 5 图



职业体验三

1. 职业体验的目的

学完钢结构构件计算能力训练模块后，为使学生增加对各种钢结构及构造的认识，对结构形式以结构节点有进一步的认识，从而增强设计计算能力，提高钢结构施工图的识读和钢结构施工能力；同时能够使学生了解企业实际、体验企业的文化，建立对即将从事职业的认识，培养学生的职业素养。

2. 时间与内容

时间：课程职业体验，宜安排在课余时间、周六日和节假日进行，时间 2～4 课时。

场所：钢结构加工厂、钢结构建筑工地、校企合作实习基地（如设计、施工等单位）。

内容：

（1）参观钢结构，了解结构用钢材品种及牌号、钢材的规格(钢板、型钢、薄壁型钢、压型钢板)及其构造；焊接方法、焊条种类、连接方法(焊接、螺栓、铆钉连接)；焊接接头的形式(对接、搭接、T形接头)、端焊缝、侧焊缝、围焊缝、角焊缝；角钢与钢板的连接、变截面钢板的拼接、引弧板、对接焊缝的垫板螺栓的排列(并列、错列)，角钢肢上螺栓的排列、抗剪螺栓、受拉螺栓；高强度螺栓连接，大六角头高强度螺栓、剪扭型高强度螺栓；钢梁的截面形式(型钢梁、组合梁)，简支梁、连接梁、悬臂梁、框架梁，工作平台梁、吊车梁、楼盖梁、檩条等；轴心受拉、受压构件截面形式(热轧型钢和冷弯薄壁型钢)，实腹式轴心受压柱截面形式，格构式轴心受压柱截面形式，柱头、柱脚形式与构造；钢屋架的组成与构造，常用屋架的形式(三角形、梯形、平行弦屋架等)，支撑的类型、布置、屋架节点构造；轻型钢屋架的形式(三角形角钢屋架、三角形薄壁型钢屋架、三铰拱屋架、梭形屋架)、节点构造；网架结构的类型、节点构造。

（2）到校企合作企业，尤其是设计院所跟设计师学习感受软件设计，初步体验设计流程。

3. 要求与评价方式

要求：学生可自主联系进行或参加学校集中组织。

作业：职业体验完一周内提交一份职业体验报告。

评价：教师根据职业体验报告评定为优、良、及格、不及格四级，按5%并入到课程考核总成绩中。

模块 13

结构设计软件应用训练

教学目标

能力目标： 熟悉结构设计软件(PKPM 系列)的主要功能及其使用方法，具备简单结构的设计能力。

知识目标： 掌握一般砌体结构、框架结构、钢结构的结构软件辅助设计知识。

态度养成目标： 利用实际的结构设计软件进行训练，培养学生对设计图样的进一步认识，为学生毕业后进行工程施工和监理工作鉴定良好的基础。

教学要求

知识要点	能力要求	相关知识	所占分值(100 分)
PKPM 结构设计软件简介	(1) 了解 PKPM 系列 CAD 平台软件的发展 (2) 熟知 PKPM 结构设计软件各模块的功能 (3) 掌握 PKPM 结构设计软件各模块的操作	PKPM 设计软件的发展；PKPM 结构设计软件的主要功能	10
钢筋混凝土多层框架结构设计	(1) 学会对简单的多层框架结构的设计 (2) 熟知多层框架结构设计过程中的重要事项	简单的多层框架结构的设计软件运用	30

续表

知识要点	能力要求	相关知识	所占分值（100分）
砌体结构设计	(1) 学会对简单的砌体结构的设计 (2) 熟知砌体结构设计过程中的重要事项	简单的砌体结构的设计软件运用	30
门式刚架设计	(1) 学会对简单的工业厂房的设计能力 (2) 熟知工业厂房设计过程中的重要事项	简单的工业厂房的设计软件运用	30

引例

场馆名称：国家体育场(鸟巢)。

建筑面积：25.8万平方米。

坐席数：永久坐席80000个，临时性坐席20000个。

赛时功能：田径、足球、标枪、链球、铁饼。

赛后功能：国际国内体育比赛和文化、娱乐活动。

国家体育场外形结构主要由巨大的门式钢架组成，共有24根桁架柱。国家体育场建筑顶面呈鞍形，长轴为332.3m，短轴为296.4m，最高点高度为68.5m，最低点高度为42.8m，如图13.1所示。

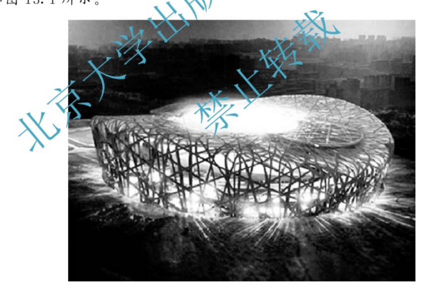


图13.1 鸟巢

体育场外壳采用可作为填充物的气垫膜，使屋顶达到完全防水的要求，阳光可以穿过透明的屋顶满足室内草坪的生长需要。比赛时，看台是可以通过多种方式进行变化的，可以满足不同时期不同观众量的要求，2008年北京召开奥运会期间时20000个临时坐席分布在体育场的最上端，且能保证每个人都能清楚地看到整个赛场。

如此庞大的建筑物在设计时是相当困难的，尤其是结构计算，手动计算更是十分的困难，但是结构设计软件可以大幅度地提高工作效率，还可以减少计算者的失误，如图13.2所示，设计者利用PKPM结构设计软件对其看台部分的结构进行计算，非常直观，结果也相对准确。

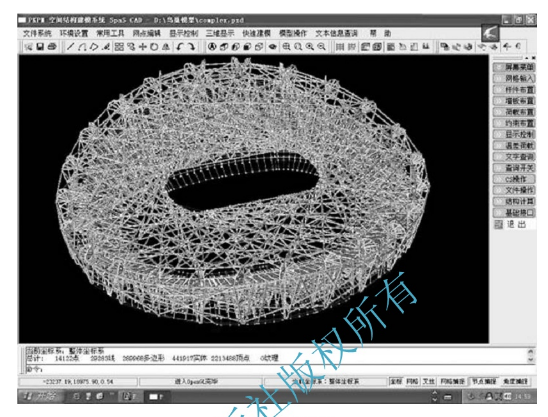


图13.2　鸟巢模型

除此之外，PKPM结构设计软件还应用于国家大剧院结构部分的计算、上海金融中心大厦结构部分计算和五棵松体育场结构部分的计算等。

结构设计软件的种类较多，下面针对我国现今应用较为广泛、用户也最多的PKPM结构设计软件进行简单的介绍，读者也可举一反三，通过PKPM结构设计软件的学习掌握其中的使用方法和主要功能。

课题13.1　PKPM结构设计软件简介

13.1.1　PKPM系列设计软件的发展、特点及模块组成

1. PKPM系列设计软件的发展

初始的PKPM系列软件因计算机资源的限制，只能用于结构分析，其他功能很少。但随着计算机的发展和中国建筑科学研究院的几年努力，PKPM系列软件进行了多次的更新和改进，不仅增加了软件的模块，还提高了软件的运行效率和数值计算结果的准确度。随着国内市场的成功，中国建筑科学研究院还开发了其他语言的PKPM系列软件。

PKPM结构系列软件是PKPM系列软件的重要组成部分，可以用于建筑结构的建模、计算和绘图等。PKPM结构系列软件不但是目前国内建筑行业应用最为广泛、用户最多的一套系统软件，而且也是各大高校开设土木工程专业学习的主要结构设计软件。

2. PKPM 系列软件的特点

经过更新和推广，PKPM 系列软件已发展为一个集建筑、结构、设备、概预算及施工为一体的集成系统。在结构设计中又包括了多层和高层、工业厂房和民用建筑，上部结构和各类基础在内的综合系统。

此软件主要有以下几个特点。

(1) 数据共享的集成化系统。建筑设计后，常需配合相应的专业设计，如结构、设备(水、电、暖)等，并且在各模块设计中还需要进行改动和调整，这就需要各模块之间的数据共享。

数据共享也可以使重复的图形绘制、数据输入、结构模型资料输入变得简单，大大提高了工作效率。

(2) PKPM 系列软件采用人机交互方式。人机交互方式输入，操作简便，功能丰富，菜单汉化易于掌握和使用。也避免了烦琐数据文件的填写，并且利用丰富的图形进行输入，提高了工作效率。

(3) 计算数据自动生成。PKPM 软件系统具有自动导荷的功能，实现了恒荷载、活荷载和风荷载的自动计算和传导。也可自动提取结构几何信息，自动完成结构单元划分，从而使复杂计算模式实用化。在此基础上可自动生成平面框架、高层三维分析、砖混及底框砖房等多种计算方法的数据。

上部结构的结构信息和何在数据可自动传给各类基础，完成基础的计算和设计。同时在其他模块设计时，数据也可以自动提取。

(4) 基于新方法、新规范。软件不断更新不断完善，依靠国家规范标准和相关的实践设计经验，使其满足国内设计要求。

(5) 智能化的施工图设计。

3. PKPM 结构设计软件的模块组成

PKPM 结构系列软件操作相对简单，功能也较强大，经过几年的发展和更新，现在主要有 8 个模块：PMCAD、SATWE、墙梁柱施工图、JCCAD、LTCAD、TAT、PMSAP 和 PK，如图 13.3 所示。

1) PMCAD(结构平面 CAD 软件)

PMCAD 是其他模块设计的基础，它通过人机交互式输入，逐层设计，整体安装，荷载传导建立起一个基本的模型，为其他模块提供了必要的信息。

2) SATWE(多层及高层建筑结构空间有限元分析与设计软件)

此模块也称墙元模型单元，随着现代多、高层结构的发展，要求人们必须专门为多层、高层的结构分析与设计而研制空间组合结构有限元分析的软件。SATWE 的特色之一是解决剪力墙和楼板的模型化问题，尽可能地减小其模型化误差，更好地反映出结构的真实受力。

SATWE 完成计算后也可以接力 PK 绘梁、柱施工图等。

3) 墙梁柱施工图

施工图模块主要辅助用户绘制上部结构的配筋设计，并绘制施工图，可以绘制梁柱板墙的平法施工图和梁柱板墙立、剖面的施工图。同时，也可以绘制某榀框架的施工图及剪力墙的施工图。



图 13.3　PKPM 结构设计软件模块界面

4）JCCAD（独基、条基、钢筋混凝土地基梁、桩基础和筏板基础设计软件）

JCCAD 是建筑工程基础的设计软件，可以将各类基础进行设计并绘制施工图。

5）LTCAD（楼梯 CAD 设计软件）

LTCAD 可采用交互式输入也可以接 APM 或 PMCAD 读入数据，适用于各类型的楼梯辅助设计，并绘制施工图。

6）TAT（三维分析软件）

TAT 程序采用三维空间薄壁杆系模型，计算速度快，硬盘空间要求小，适用于分析、设计结构竖向质量和刚度变化不大，剪力墙平面和竖向变化不复杂，荷载基本均匀的框架、框剪及剪力墙等结构。

7）PMSAP（复杂多、高层建筑结构分析与设计软件）

PMSAP 从力学上看是一个线弹性组合结构有限元分析程序，它适合于广泛的结构形式和相当大的结构规模。程序能对结构做线弹性范围内的静力分析、固有振动分析、时程响应分析和地震反应谱分析，并依据规范对混凝土构件、钢构件进行设计或演算。

8）PK（钢筋混凝土框、排架及连续梁结构计算与施工图绘制软件）

PK 主要应用于平面杆系二维结构计算和接力二维计算的框架、连续梁、排架的施工图设计。

13.1.2　PKPM 结构设计软件各模块的功能及操作过程介绍

1. PMCAD 模块

1）主要功能

（1）人机交互，建立全楼标准层结构模型。

（2）自动导荷，建立恒荷载、活荷载库。

(3) 为其他模型提供计算所需数据文件接口。

(4) 为上部结构各绘图 CAD 模块提供结构构件的精确尺寸。

(5) 为基础设计 CAD 模块提供底层结构布置与轴线网格布置，还提供上部结构传下的恒荷载、活荷载。

(6) 现浇钢筋混凝土楼板结构计算与配筋设计。

(7) 结构平面施工图辅助设计。

(8) 复杂空间结构建模。

2) 菜单操作

(1) 建筑模型与荷载输入。双击启动后，输入工程名称，如图 13.4 所示。工程名可以直接输入新的名称，也可以利用对话框中的“查找”功能打开已有工程，还可以点击“读 APM 数据”从建筑中导入模型。



图 13.4 输入工程名

模型输入过程如下。

① 输入绘制结构需要的轴网，如图 13.5 所示。轴网可以用直线或节点等逐条输入，也可以利用菜单中的“正交轴网”选项或“圆弧轴网”选项输入。

② 生成网格，轴线命名或对网点进行编辑。主要是对节点和轴线进行编辑，尤其是“上节点高”的利用，可对坡屋面等进行处理。

③ 定义楼层，布置本层信息和材料强度。按设计规范修改即可，主要包括混凝土的一些性能等级、钢筋的某些等级及层高等。楼层定义包括楼主要构件的定义、布置和修改。

④ 荷载输入，荷载定义并人机交互输入工程各恒荷载、活荷载。

⑤ 输入相应的设计参数，如图 13.6 所示。

⑥ 楼层组装。

⑦ 保存退出。

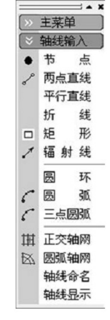


图 13.5 轴线输入



图 13.6 设计参数输入

特别提示

输入工作目录时，不要留空格，用英文名称，不要超过20个字节，并且要保证一个工程有一个目录。

(2) 平面荷载显示校核。逐层检查荷载和楼板信息，可通过横、纵向导荷方式的进行转换。

(3) 画结构平面图。首先定义参数，然后进行楼板计算(设置好参数后自动计算即可)，布置预置楼板(无预置板可取消本操作)，逐间布置钢筋，绘制钢筋表，保存退出。

(4) 形成PK文件，如图13.7所示，执行本菜单可以生成框架、砖混底框和连梁等。

(5) 结构三维线框透视图，可以观察结构的三维图形，也可以消隐比较观察。

(6) CAD图向建筑模型转换。可将绘制好的CAD图形转换到PMCAD中，节省绘制时间。

0. 结　束
1. 框架生成
2. 砖混底框
3. 连梁生成
4. 版本说明

图13.7　生成PK文件

(7) 图形编辑及打印。将绘制完的图形进行平面编辑、然后输出(一般转换为CAD文件输出，步骤为依次选择“工具”|“.T转.DWG图”命令)并打印。

(8) 复杂空间结构建模及结构分析。对空间结构比较复杂，普通建模很难或不能反映结构的受力状态的结构进行设计。

需要注意的是，PMCAD也有自己的绘图范围。

(1) 层数≤190层。

(2) 结构标准层和荷载标准层各≤190。

(3) 正交网格时，各横向网格、纵向网格≤100条；斜交网格时，网格线条数≤5000。

(4) 网格节点总数≤8000。

(5) 标准柱截面数≤300；标准梁截面数≤300。

(6) 每层柱根数≤300。

(7) 每层梁根数(不包括次梁)≤8000。

(8) 每层墙数≤2500。

(9) 每层房间总数≤3600。

(10) 每层次梁总根数≤1200。

(11) 每个房间周围最多可以容纳的梁墙数＜150。

(12) 每个节点周围不重叠的梁墙数≤6。

(13) 每层房间次梁布置种类数≤40。

(14) 每层房间顶制板布置种类数≤40。

(15) 每层房间楼板开洞种类数≤40。

(16) 每个房间楼板升洞数≤7。

(17) 每个房间次梁布置数≤16。

特别提示

布置钢筋时，可按【Tab】键切换选择模式。若生成砖混底框，则必须先进行抗震的演算。注意连梁支座的选择。

2. SATWE 模块

SATWE 模块菜单界面如图 13.8 所示。



图 13.8 SATWE 模块菜单界面

1）主要功能

(1) 自动读取 PMCAD 的建模数据、荷载信息，并进行相应的转化。

(2) 空间杆元除可以模拟常规的柱、梁外，也可通过特殊构件定义，且数据信息与 PMCAD 特殊构件中可以共享。

(3) 梁柱及职称的截面形状不限，材料也不限。

(4) 剪力墙洞口只考虑矩形洞口。

(5) 适用范围广。

(6) 具有剪力墙墙元和弹性楼板单元自动划分功能。

(7) 有比较完善的数据检查和图形检查功能。

(8) 高层结构，可考虑 P－Δ 效应；底框结构，可进行底框部分的空间分析和配筋设计；还能进行空间有限元分析和抗震验算。

(9) 可进行吊车荷载的空间分析和配筋设计。

(10) 可考虑上部结构和地下室的联合工作，上部结构与地下室可同时进行分析与设计。

(11) 具有地下室人防设计功能，在进行上部结构分析与设计的同时即可完成地下室的人防设计。

(12) 完成后可接力梁柱施工图软件。

(13) 可接力 JLQ 会剪力墙施工图，接力 STS 会钢结构施工图，也是基础设计的数据依据。

2）菜单操作

(1) 接 PM 生成 SATWE 数据。如图 13.9 所示，选择“分析与设计参数补充定义”命



图 13.9 生成 SATWE 数据菜单

令,生成SATWE 数据。其中第一项和第八项必须执行检查,通过后退出应用即可。

(2) 结构内力和配筋计算(自动计算)。

(3) PM 次梁内力和配筋计算(自动计算)。

(4) 分析结果图形和文本显示(点击观察)。

(5) 结构的弹性动力时程分析(点击观察)。

(6) 框剪力墙有限元分析(点击观察)。

(7) 复杂楼板有限元分析。

SATWE 的应用范围如下。

(1) 结构层数(高层版)≤300。

(2) 每层梁数≤8000。

(3) 每层柱数≤5000。

(4) 每层墙数≤3000。

(5) 每层支撑数≤2000。

(6) 每层塔数(或刚性楼板块数)≤10。

(7) 结构总自由度数不限。

特别提示

设置设计参数时,一定要注意选择结构体系的类型,新版中还增加了异形柱框架、框架-剪力墙结构。

3. 墙梁柱施工图模块

墙梁柱施工图模块菜单界面如图 13.10 所示。



图 13.10 墙梁柱施工图模块菜单界面

1）主要功能

（1）接 SATWE 数据绘制梁柱板施工图。

（2）可以使用三维效果，如图 13.11 所示。

（3）钢筋修改与查询功能。

（4）绘制整榀框架施工图。

（5）绘制剪力墙施工图。

（6）输出 .txt 计算结果。

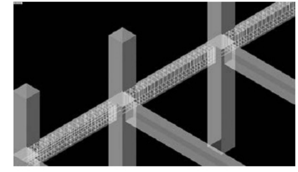


图 13.11 梁三维效果图

2）菜单操作

（1）梁平法施工图。步骤为依次选择“绘新图”|“配筋参数”|“连梁定义”|“查改钢筋”|“钢筋标注”|“次梁加筋”|“观察挠度、裂缝图和钢筋面积”|“退出”命令。

（2）梁立、剖面施工图。同梁平法施工图。

（3）柱施工图。步骤为依次选择“绘新图”|“配筋参数”|“标注构件名称”|“画柱表”|“立剖面图”|“双偏压验算”|“钢筋面积”|“退出”命令。

（4）柱立、剖面施工图。同“柱施工图”。

（5）选择某榀框架或整榀框架，绘制施工图。输入框架的轴线号，选择“参数修改”（布置挑梁或牛腿）选项，分别单击菜单检查梁上、梁下、梁柱、节点和梁腰等的配筋，“次梁”和“悬挑梁”的布置和修改，没有可省略，检查“弹塑位移”、“裂缝计算”和“挠度计算”，然后“绘施工图”，最后单击“退出”按钮。

（6）剪力墙施工图。步骤为依次选择“工程设置”|“绘新图”（或“编辑旧图”）|“选择标准层”和“计算依据”|“自动配筋”命令，进行构件编辑修改，插入“墙梁”、“墙身”和“墙柱”等大样图表，计算“配筋面积”最后单击“退出”按钮。

（7）图形编辑、打印及转换。此菜单主要是对已绘制完成的二维图形进行编辑修改，出图。为了方便用户，PMCAD 还可以将 .T 图转换为 .DWG 文件。

4. JCCAD 模块

JCCAD 模块菜单界面如图 13.12 所示。

1）主要功能

（1）自动或交互完成基础设计。如柱下独立基础、墙下条形基础、弹性地基梁基础、带肋地基梁基础、柱下平板基础、墙下筏板基础、柱下独立桩基承台基础、筏板基础等。

（2）自动读取上部结构中与基础相连的各层柱、墙、支撑布置信息，并绘制相应的施工图。

（3）可以接 PMCAD、SATWE、PMSAP 等模块的信息。

2）菜单操作

（1）地质资料输入，如图 13.13 所示，打开地质资料文件或手动编辑。

需注意的是，地质资料可以从设计院或本地的相关工程信息中获得，这里对地质资料的人机交互输入不做介绍，但其中的参数一定要根据要求进行修改。

（2）基础人机交互输入。如图 13.14 所示，选择需要的模型数据，然后生成需设计的基础。选择“参数输入”命令，利用“网格节点”加网格或节点，再选择“荷载输入”命令，读取 SATWE 或平面等荷载即可，布置“上部构件”和基础的其他组成构件，选择基础类

型，需进行一次碰撞，再验算校核和图形管理，最后结束退出即可。

图 13.12 JCCAD 模块菜单界面

图 13.13 选择地质资料文件

图 13.14 地质资料已有数据选择

（3）基础梁板弹性地基梁法计算。可进行基础沉降计算、弹性地基梁结构计算、弹性地基板内力配筋计算和弹性地基梁板结果查询等（自动验算）。

（4）桩基承台及独基沉降计算（自动验算）。

（5）桩筏筏板有限元计算（自动验算）。

（6）基础施工图。可绘制桩位平面图、筏板钢筋图和基础详图等。

（7）图形编辑打印及转换。

（8）工具箱。工具箱是基础荷载验算的补充，可以对地基、基础、人防荷载和构件等进行计算，并能生成计算书。

（9）AutoCAD 基础图向基础模型转化。

特别提示

若不计算沉降且没有相应的勘探资料可不执行第一菜单。

5. LTCAD 模块

LTCAD 模块菜单界面如图 13.15 所示。



图 13.15 LTCAD 模块菜单界面

1）基本功能

（1）可建立普通或异型楼梯模型。

（2）用户可以采用独立输入楼梯数据、从 APM 软件传来数据和从 PMCAD 软件传来数据三种计算方式。

（3）可进行楼梯的结构计算、配筋计算及施工图的绘制。

（4）能给楼梯结构配筋、图形转换和打印。

2）菜单操作

设置“主信息”，“新建”或“打开”已有楼梯信息，系统提示选择设置楼梯的房间，或通过“楼梯间”建立新的楼梯间，设置“楼梯布置”可以直接单击“对话输入”或“楼梯定义”选项，并对梯梁进行布置，绘制“施工图”。

6. TAT 模块

TAT 模块菜单界面如图 13.16 所示。

1）主要功能

（1）采用三维空间模型，对剪力墙采用薄壁柱单元，对梁柱采用空间杆系，使程序得以用于分析复杂结构体系，更真实地反映结构的受力性能。

（2）与 PMCAD 有完善的接口，并按 TAT 格式自动输出。



图 13.16　TAT 模块菜单界面

（3）自动导算统计风荷载。

（4）有较强的数据检查与容错能力，提示用户改正经常出现的各种错误操作或输入的参数错误。

（5）对复杂体型结构可进行地震作用下的平动和扭转耦联分析，通过分析各种内力组合找出薄弱层。

（6）考虑活荷载不利分布对梁的影响，对多层结构或大活荷载结构，设计更安全、更可靠。

（7）计算层间梁、错层梁和斜梁，并有斜柱、斜支撑单元及异型截面柱、弧梁的计算功能。

（8）可以计算多塔、错层等特殊结构形式，并可考虑梁柱偏心的作用。

（9）对结构配筋计算结果做全楼的归并计算，根据归并后的结果进行选筋和绘施工图。

（10）可与其他软件接力运行。

2）菜单操作

（1）生成 TAT 数据。必须执行第一和第八菜单。

（2）结构内力，配筋计算（自动计算）。

（3）PM 次梁内力和配筋计算（自动计算）。

（4）分析结果图形和文本显示（单击检查）。

（5）框支剪力墙有限元分析。

（6）图形编辑。

TAT 的基本假定如下。

（1）假定楼板在平面内为无限刚性的，平面外刚度为 0。

(2) 对空旷结构可以定义弹性节点，不考虑楼板的作用。

(3) 对剪力墙引进薄壁杆件的基本假定。

(4) 选用国际单位制。

(5) 长度单位用 mm，输出配筋面积单位用 mm^2，图上配筋面积单位用 cm^2。

(6) 采用右手坐标系，z 轴向上，各层的结构平面坐标系和原点与 PMCAD 建模时的坐标系一致。



同一子目录下只能有唯一的 .txt 和 DATA.bin 文件。

7. PMSAP 模块

PMSAP 模块菜单界面如图 13.17 所示。



图 13.17 PMSAP 模块菜单界面

1) 主要功能

(1) 可以处理任何形式的结构体系。

(2) 基于广义协调技术的新型高精度剪力墙单元。

(3) 对厚板转换层及板柱体系的全楼整体分析与设计。

(4) 对斜楼板和普通楼板的全楼整体分析与设计。

(5) 主要构件之间的协调细分功能和温度应力分析。

(6) 针对斜交抗侧力结构的多方向地震作用分析。

(7) 适用于任意结构的 P－Δ 效应分析。

(8) 其他与 SATWE 基本类似的功能。

2)菜单操作

(1)补充建模。对于特殊的梁、柱、板和支撑等,单击建立,也可以单击菜单考虑温度荷载的影响,没有可以不执行。

(2)接 PM 生成 SATWE 数据(自动生成)。

(3)参数补充及修改,对需要修改和补充的参数进行补充。

(4)结构分析与配筋计算(自动计算)。

(5)分析结果,图形显示(单击查看)。

(6)复杂空间模型的建立和分析。


特别提示

新版本增加了可提供“楼层施工顺序”的用户干预功能,解决了因多个楼层一起施工和拆模而无法模拟施工的问题,也适应了广义层结构的施工模拟。

8. PK 模块

PK 模块菜单界面如图 13.18 所示。



图 13.18 PK 模块菜单界面

1)主要功能

(1)使用于 20 层和 20 跨以内的工业与民用建筑中各种规则和复杂类型的框架结构、框排架结构、排架结构、剪力墙简化成的壁式框架结构及连续梁结构的计算与施工图绘制。

(2)做强柱弱梁、强剪弱弯、节点核心区、柱轴压比、柱体积配筋率的计算与演算。

(3)按新规范完成构造钢筋的配置。

(4)提供丰富的计算简图和结果图形。

（5）与PMCAD结合，自动导荷并进行结构计算。

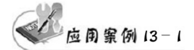
（6）与其他模块接口，绘梁柱图。

2）菜单操作

（1）PK数据交互输入和计算。选择“PK”文件，新建或打开已有数据。若新建，选择“网格生成”|“布置构件”命令，输入荷载计算；如果打开已有数据，则对构件进行补充和修改，输入荷载计算内力。

（2）绘制框架施工图、排架施工图、连续梁施工图等可参考PMCAD中的PK菜单。

课题13.2 钢筋混凝土多层框架结构设计快速入门



某6层框架办公楼，建筑平面图如图13.19所示，楼、屋盖现浇，室内外高差0.5m，基础顶面距室外地面0.5m，抗震设防裂度为7度，Ⅱ类场地土。梁、板、柱的混凝土强度等级为C30，主筋HRB335变形钢筋，箍筋HPB235钢筋。框架填充墙采用300mm×250mm×110mm水泥空心砖。

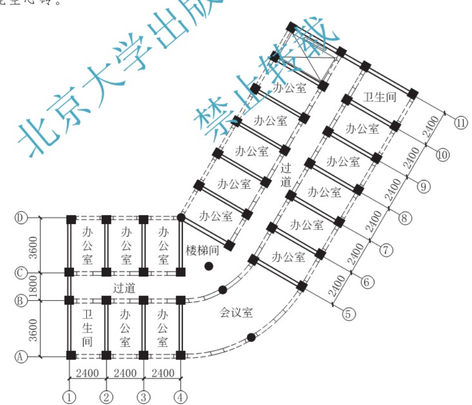


图13.19 结构平面图

楼层高3000mm，板厚100mm，矩形柱尺寸500mm×500mm，圆形柱直径500mm，梁尺寸350mm×500mm，次梁尺寸为300mm×450mm，弧形梁为400mm×600mm。

荷载信息如下。

1. 屋面恒荷

(1) 20 厚板底混合砂浆打底($15kN/m^2$)：$(0.02\times15)kN/m^2=0.3kN/m^2$。

(2) 100 厚钢筋混凝土现浇屋面($20kN/m^2$)：$(0.1\times20)kN/m^2=2kN/m^2$。

(3) 预制膨胀珍珠岩块，平均厚度 150($3kN/m^2$)：$(0.15\times3)kN/m^2=0.45kN/m^2$。

(4) 40 厚 1∶2.5 水泥砂浆找平($25kN/m^2$)：$(0.04\times25)kN/m^2=1kN/m^2$。

(5) 二毡三油防水层：$0.3kN/m^2$。

屋面恒荷总计 $4.05kN/m^2$。

面恒荷共计 $3.56kN/m^2$。

2. 墙面恒荷

(1) 20 底混合砂浆双面粉刷($15kN/m^2$)：$(0.04\times15)kN/m^2=0.6kN/m^2$

(2) 水泥空心砖($10kN/m^2$)：$(0.25\times10)kN/m^2=2.5kN/m^2$

墙面恒荷总计 $3.26kN/m^2$(窗恒载：$0.5kN/m^2$，门恒载：$0.2kN/m^2$，为方便计算，忽略不计)。

3. 活荷

办公室、厕所活载：$2.0kN/m^2$。

走廊、楼梯活载：$2.5kN/m^2$。

屋面(不上人)活载：$0.5kN/m^2$。

13.2.1　建立模型

1. 输入轴网，形成网格

如图 13.20 和图 13.21 所示，建立“建筑结构”工作目录，存入 D 盘已建文件夹中，选择菜单中的“轴线输入”|“正交轴网”命令，绘制网格线。

输入轴网时，可选中“轴线命名”，也可交互输入。

用“圆弧”输入弧形网线。

点击“轴线显示”检查轴网。

如果网点有误，可在“网格生成”中编辑网点，如删除、移动和移动等。

特别提示

输入结果如图 13.21 所示，在输入过程中一定要注意插入点不要离原点过远，弧形轴网上的斜线可以用辐射线来绘制，在绘制 5－11 号轴线时，在转角内输入“60”即可。利用上节点高可以绘制层高有变化的模型，如坡屋面。

2. 楼层定义

楼层定义主要包括柱、梁、墙和洞口的定义和布置，还可以布置斜杆和次梁。

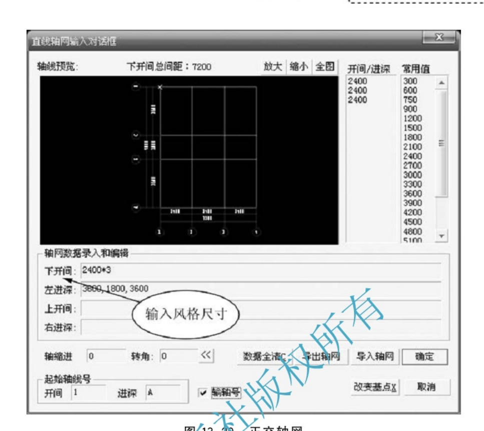


图 13.20 正交轴网

图 13.21 网格生成

以柱为例，选择菜单中的“柱 布置”|“新建”命令，弹出定义柱的对话框，如图 13.22 所示。

选择柱的截面类型“矩形截面”，单击“新建”按钮，输入柱的截面尺寸“500mm×500mm”，确定后双击即可布置。

此时会弹出柱布置对话框，如图 13.23 所示。

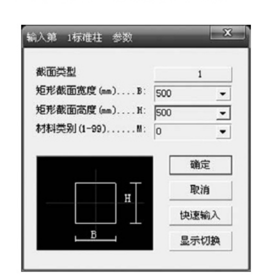


图 13.22 定义柱



图 13.23 柱布置

其中“沿轴偏心”即沿所选轴线的方向偏移，如左上角柱输入“100”遵循左正右负、上负下正的原则，“偏轴偏心”则是垂直于所选轴线的方向偏移左上角柱输入“−100”。

根据轴网的特点可以在“轴转角”文本框中输入相应的角度，角度为柱宽边方向与 x 轴的夹角，但输入方式选择“轴线”选项，则程序自动转角。根据层高和位置选择“柱底高”的尺寸，此处默认为零。

在取数时有四种方式：光标选择、轴线选择、窗口选择和围栏选择。

光标选择：单击目标选择，是单体选择方式。

轴线选择：选择轴线来选择输入的目标。

窗口选择：用鼠标拖出的窗口来进行布置。

围栏选择：单击出围栏来选择需要布置的轴线，结果如图 13.24 所示。

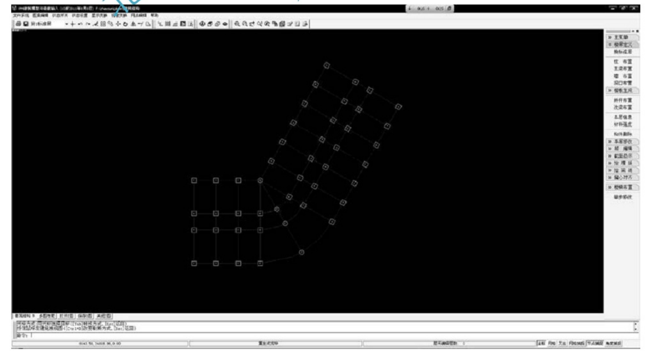


图 13.24 柱布置结果

其他如梁、墙布置可参考柱。

3. 荷载输入和设计参数

根据题意设置好设计参数，然后输入荷载。

将恒活设置为3.56kN/m³和2.0kN/m³然后在菜单中的“楼面荷载”内进行修改，注意走廊、卫生间的活荷载与其他楼面有别。单击“屋面荷载”选项，将恒荷改为4.05kN/m³，活荷改为0.5kN/m³进行布置，其他类同。其他荷载没有可不输入。

其他标准层荷载可以进行层间复制，也可手动输入。标准层荷载输入完成后，最后输入屋面恒荷载4.05kN/m³，活荷载0.5kN/m³。

修改设计参数：框架结构、地下室为0、地震烈度为7、场面平整度为4，其他数据可以不用修改。



(1) 荷载可以重叠，切勿重复输入，可打开荷载显示开关进行检查。

(2) 特殊荷载可以在信息校核内修改，此处可不用管。

4. 楼层定义和楼层组装

根据要求添加新的标准层，屋面可用上节点高处理。

楼层组装有三种形式：楼层组装、单层拼装和工程拼装。

楼层拼装是一般的组装形式，即用新建的标准层进行拼装；单层拼装和工程拼装都是将已建成的其他工程或单独的楼层进行组合拼装。

如图13.25所示，选择标准层和荷载层进行组装，修改层高为3000mm，选择标准层单击“增加”按钮，然后单击“确定”按钮。



图13.25 楼层组装

选择“整楼模型”选项，如图 13.26 所示组装后按提示存盘退出，即可执行下一菜单。

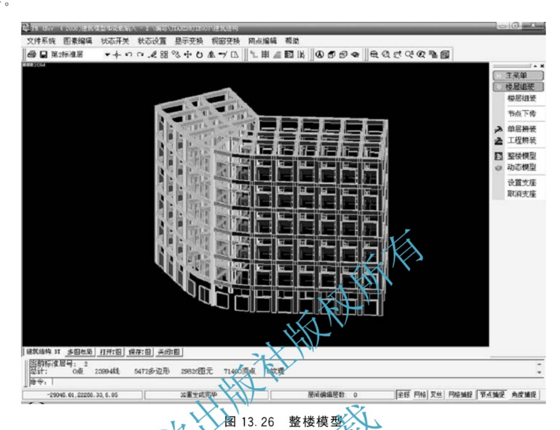


图 13.26　整楼模型

5. 平面荷载信息校核

执行本菜单检查和修改结构荷载、荷载图、导荷面积、修改板厚、布置预制板和悬挑楼板等。

可练习将 1 号轴的两个房间进行开洞，布置楼梯用。

6. 形成 PK 文件

此菜单可以在 PK 内执行，这里可不操作。选择“新建”命令，输入 PK 文件名“PK－1”和轴线名称 1，系统提示已生成 1 个 PK 文件。

7. 其他菜单可不用执行

需进行内力演算后操作，如果出图可以在第七菜单中进行编辑修改，复杂结构执行第八菜单。

特别提示

楼层组装时，可以自动选择底标高，也可以手动选择，即广义层设置。

13.2.2　生成 SATWE 数据并进行内力验算

建立好模型，便可执行 SATWE 菜单选项，进行内力的验算。

(1) 生成 SATWE 数据。执行本目录后单击第一、第八子目录，对参数进行补入。此

处若没有发现错误则单击“退出”按钮。如果有误或想仔细查看数据结果可以单击“文本查看”按钮。特殊构件和温度应力等可执行其他菜单，这里不做介绍。

(2) 自动进行结构内力、配筋验算(自动验算)。

(3) 分析结果图形和文本显示(点击查看)。

(4) 如果是框支剪力墙结构，还可以进行有限元分析，如图 13.27 所示工程位移简图。

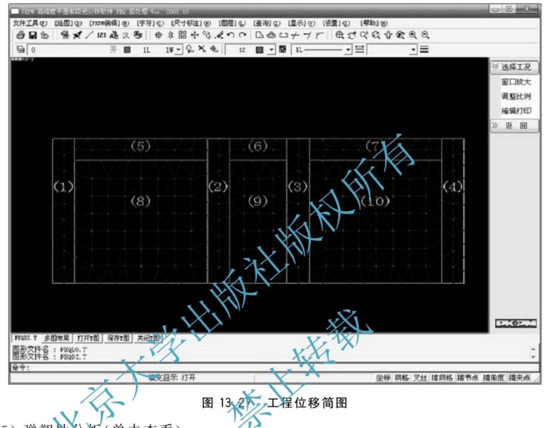


图 13.27 工程位移简图

(5) 弹塑性分析(单击查看)。

(6) 复杂结构可执行最后一个菜单(不执行)。

13.2.3 画结构平面图

首先设置好“绘图参数”，如绘图比例、负筋位置和特定符号等，此处默认；然后进行楼板的计算(执行自动计算即可)，同时点击裂缝、挠度等观察其正确性。

预置楼板菜单不执行。

进入“楼板钢筋”菜单进行配置钢筋。归并负筋后可以继续做板底或支座的通长。同时，可以绘制相应的钢筋表和楼板的剖面图。

13.2.4 梁、墙、柱施工图

1. 梁平法施工图

用 SATWE 检测完成后，便可绘制梁的施工图，如图 13.28 所示。查看“配筋参数”：“钢筋层”查看“挠度”、“裂缝”和“配筋面积”。

为了方便用户观察，可以使用三维画面，更加直观。

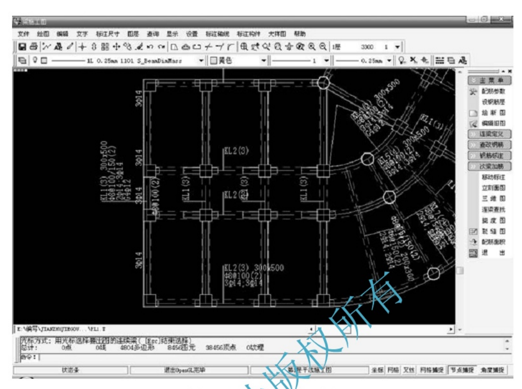


图 13.28 梁平法施工图

2. 梁立、剖施工图

此菜单学会如何选取即可。

3. 柱的平法施工图和立剖施工图

进入菜单选项，依次选择“绘制新图”|“归并”命令即可。双偏压验算合格即可出图，如图 13.29 所示。

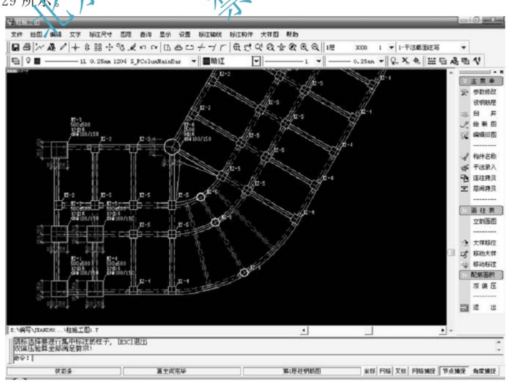


图 13.29 柱平法施工图

特别提示

柱表有3种选择方式，可根据自己的需要选择，如需改动，可单击“平法录入”按钮。

4. 绘制轴1框架施工图或剪力墙施工图

选择“选择框架”命令，输入框架轴线名1，即可自动生成，如图13.30所示。

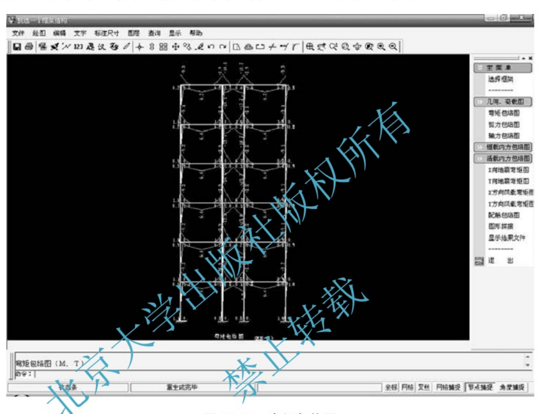


图13.30 弯矩包络图

13.2.5 利用TAT进行内力验算

可参考SATWE模块。本题结构简单，不执行。

13.2.6 利用PMSAP补充建模

对于复杂的多层和高层建筑结构进行分析与设计，这里不执行。

13.2.7 利用PK绘制构件的施工图

1. 形成PK文件

有两种方式：一种是在PMCAD中的PK里形成，另一种是在PK模块里形式。若在PMCAD中已形成，可以直接读取数据，而PK里可以建立更多的模型。本题在PMCAD中生成，命名为“PK－1”，如图13.31所示，故可以直接引用。

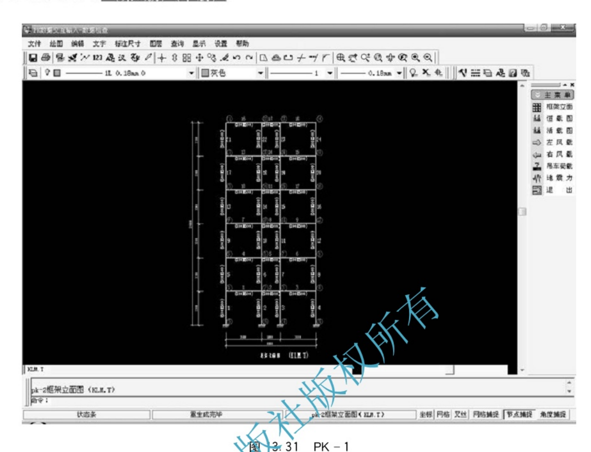


图 13.31 PK－1

然后在 PK 模块内打开此数据，设置好参数，对数据进行相应的补充(此处可不操作)，计算即可，如图 13.32 所示。

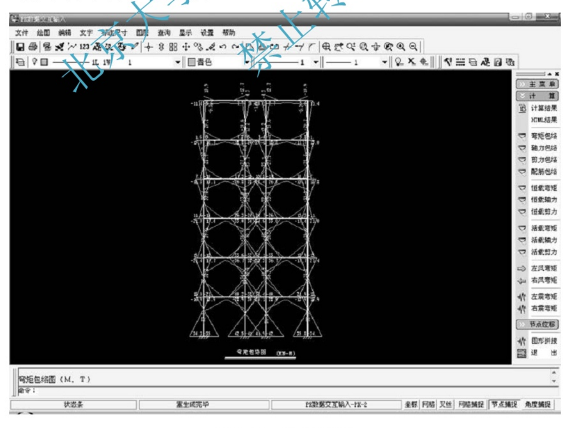


图 13.32 PK 计算结果

2. 绘制框架施工图

执行第二子菜单，进行挠度、裂缝验算，绘制施工图，如图 13.33 所示。

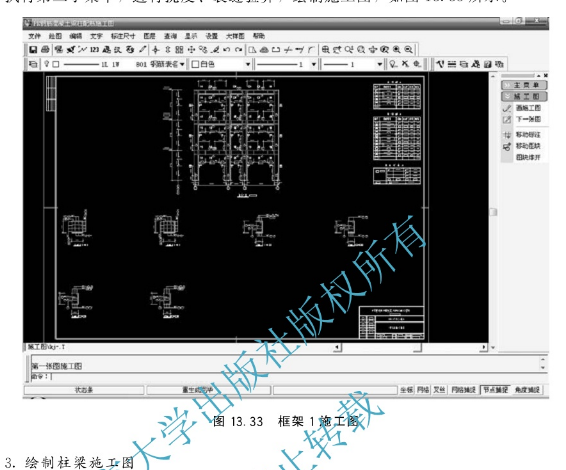


图 13.33 框架 1 施工图

3. 绘制柱梁施工图

检查梁柱配筋，选择“绘制施工图”命令，选取需绘制的梁、柱施工图，这里只选取轴 1 的为例。

特别提示

(1) PK 可以做简单的验算。

(2) PK 计算后配筋往往过大，可适当调整。

13.2.8 运行 JCCAD 并进行基础设计

基础设计的步骤如下。

(1) 地质资料，此处不计沉降，不执行。

(2) 基础人机交互输入。选择“重新输入基础数据”命令或在“参数设定”内修改，依次选择“输入荷载”|“读取荷载”|“平面”命令，导入平面荷载|生成独立基础(自动碰撞一次)。

(3) 进行桩承台及独基沉降验算(自动计算)。

(4) 绘制基础施工图。依次选择“参数设置”|“写图名”|“基础基准标高”|“桩位平面图”|“基础详图”命令，单点击浮动窗口即可绘制基础施工图，如图 13.34 所示。

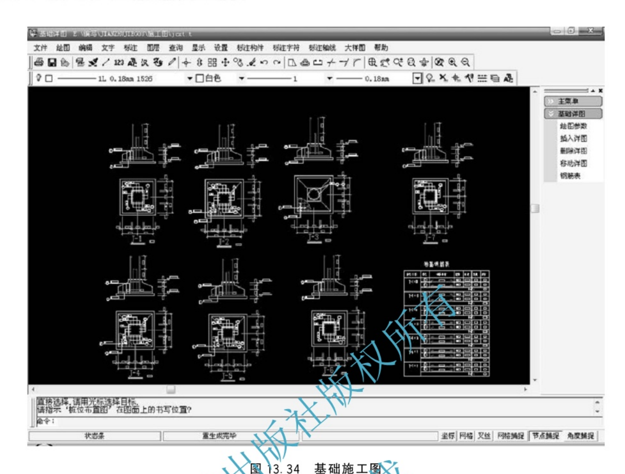


图 13.34　基础施工图

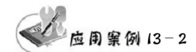
13.2.9　LTCAD 楼梯设计

选择“普通楼梯设计”命令，修改“主信息”和“新建楼梯信息”，选择“从整体模型中输入梯间”命令，单击“楼梯布置”|“对话输入”按钮，此处注意检查“本层层高”，核对绘制施工图。

特别提示

操作完成后可重新绘制平面施工图。

课题 13.3　砌体结构设计快速入门



应用案例 13-2

某办公楼，共 6 层，砖混结构，层高 3000mm，平面图如图 13.35 所示，楼面恒荷载为 4.7kN/m^2，卫生间、楼梯恒荷载为 5.5kN/m^2，屋面恒荷载为 5.5kN/m^2；楼面活荷载为 2.5kN/m^2，卫生间、楼梯活荷载为 3.0kN/m^2，屋面活荷载为 0.5kN/m^2。构造柱均为 240mm×240mm，梁为 240mm×350mm。

如果其他荷载不计，试进行结构设计(其他构件可根据结构需要和安全适当进行修改)。

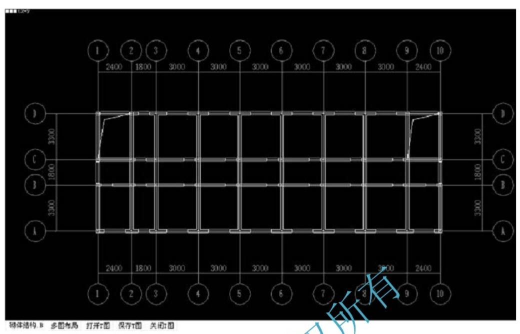


图 13.35 办公楼平面图

13.3.1 建立模型

1. 输入轴网，生成网格

如图 13.36 所示，打开“砌体结构”设计界面，目录里输入“qitijiegou”，选择“砌体结构建模与荷载输入”选项进入模型设计菜单，注意要转换工作目录。

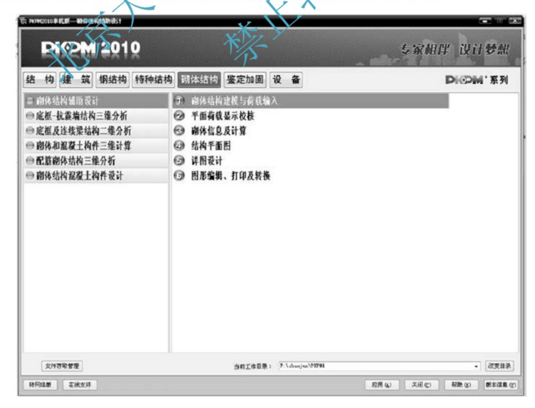


图 13.36 “砌体结构辅助设计”界面

其他操作可参考框架结构的建模，根据要求输入正交轴网，如图 13.37 所示。

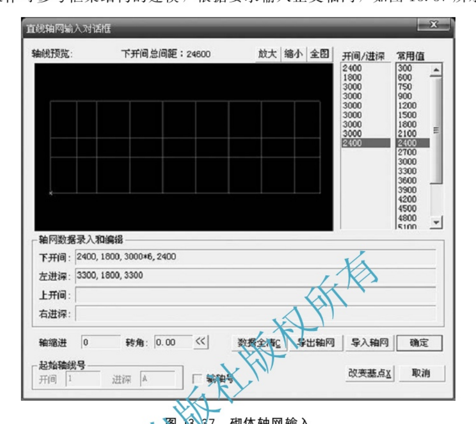


图 13.37　砌体轴网输入

2. 楼层定义

首先定义和输入构造柱 240mm×240mm，如图 13.38 所示。在“定义墙”中输入“240”，“定义梁”中输入“240mm×350mm”，楼板自动生成。



图 13.38　输入构造柱参数

构件输入方法可参考框架结构。

布置好构件后设置本层信息和查阅构件材料的强度，仔细检查有没有需要修改和补充的构件。

构件布置完成后，进行楼板开洞，如图 13.39 所示。

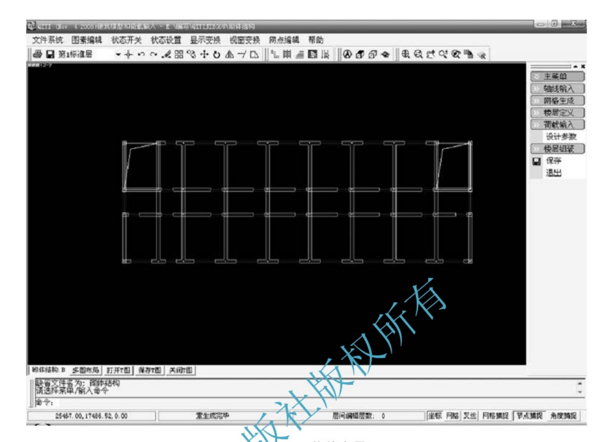


图 13.39　构件布置

特别提示

(1)“生成楼板”菜单可以帮助我们生成、检查和修改楼板，以及进行必要的楼板开洞。

(2) 圈梁只作为结构形式的补充，不进行计算，所以可以不用设置。

(3) 构造柱设置验算不合格需重新布置可以查阅相应的设计规范。

(4) 连梁单击生成即可。

3. 荷载信息输入

可以参考框架荷载信息输入方式输入荷载信息，如图 13.40 所示。

4. 标准层和楼层组装

根据要求添加标准层和荷载层，然后进行楼层组装，如图 13.41 所示，注意标准层的选择，底标高自动计算。然后单击“整楼模型”菜单观察三维模型，如图 13.42 所示。

5. 存盘退出

单击“退出”按钮，存盘退出。

特别提示

观察时可用右击选择观看的选项，如旋转。

图 13.40　砌体恒荷载信息输入

图 13.41　砌体楼层组装

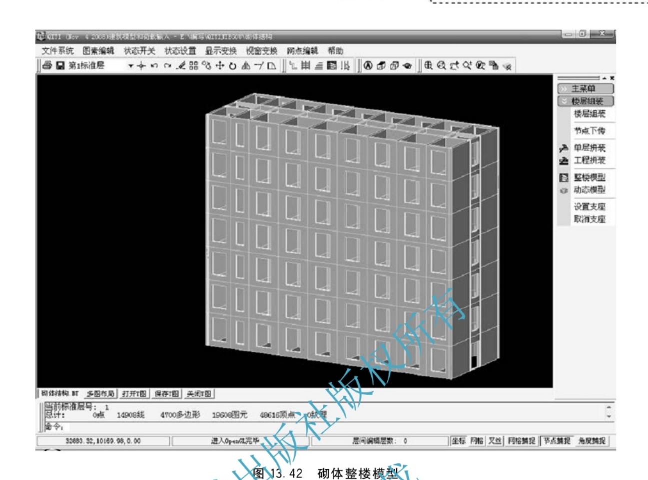


图 13.42 砌体整楼模型

13.3.2 平面荷载信息校核

可以选择楼层，检查荷载信息等，同框架结构。

13.3.3 砌体信息及计算

1. 参数定义

根据要求，选择结构类型、楼面类型及地震烈度等。

2. 结构验算

分别选择“抗震验算”、“受压验算”、“墙轴、剪力图”和“墙高厚比”等选项，检查是否都达到要求，如果有红色数字说明验算不合格，需改动设计模型以满足要求。

3. 退出

如果全部合格，就可以退出。

13.3.4 生成 SATWE 数据并进行内力验算

(1) 生成 SATWE 数据。砌体结构根据结构类型不同有 3 个模块对结构安全进行分析，底-框、钢筋砌体结构(高层)和二维 PK 分析。

底-框结构直接选择“底框抗震墙结构三维分析”|“生成 SATWE 数据”|“SATWE 内力及配筋计算”|“绘制梁、柱施工图”|“图形编辑”命令。

利用 PK 进行二维分析，类同于框架结构，但需要绘制连梁施工图。

高层砌体结构则运行“砌体结构”模块第四菜单“钢筋砌体结构三维分析”，生成 SATWE 数据，然后进行内力分析和配筋计算。

当然，本题直接回到结构中的 SATWE 模块下进行内力及配筋的计算即可，其过程和框架类似。其中，必须执行第一和第八菜单，检查没有错误后退出。

(2) 内力及配筋计算，查看并退出。

13.3.5 绘制结构平面图

回到“砌体结构”模块第一菜单，绘制结构平面图，过程如框架结构，依次选择“参数设置”|“楼板计算”|“布置钢筋”“钢筋表和楼面剖图”|“退出”命令，结构如图 13.43 所示。然后选择“详图设计”命令对构造柱、圈梁等进行重新标注。

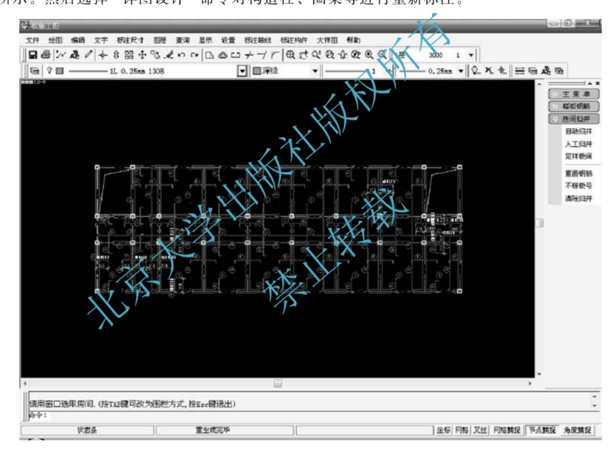


图 13.43　砌体结构平面施工图

13.3.6 砖混结构混凝土构件辅助设计

单击“砌体结构”最后一个菜单对砖混结构中的挑梁、雨棚、阳台、圈梁或弧形梁进行的设计，程序图文并茂，很容易理解，根据图样修改相应的尺寸然后单击“计算”按钮，验算通过即可，如图 13.44 所示。

13.3.7 基础和楼梯

参照课题 13.2 中的 13.2.8 和 13.2.9 进行。



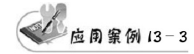
图13.44 砌体结构辅助设计

13.3.8 图形编辑及打印

运行“图形编辑及打印”模块，对已生成的图形进行图形编辑，然后打印，最好转换成CAD格式。

课题13.4 门式刚架设计快速入门

钢结构设计软件STS是PKPM系列CAD系统的一个功能模块，软件自主图形平台，可以完成钢结构的模型输入、截面优化、结构计算、节点设计与施工图绘制，是国内用户最多应用最广泛的钢结构设计软件。适用于多高层框架、轻型门式刚架、桁架、支架和框排架等。

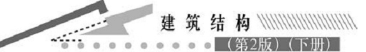


某单跨双坡门式钢架厂房，跨度30m，总长120m，共16榀，刚架柱距13.5m，屋面坡度1/10，钢材采用Q345，恒、活荷载0.3kN/m^2，基本风压0.35kN/m^2，地面粗糙度为B类。

13.4.1 模型输入

1. 网格输入

进入STS门式刚架三维设计，然后单击屏幕右方的“网格输入”选项，如图13.45所



示，按照题目要求输入相应的数据：跨度 30000，总长度 120000，刚架榀 16，檐口高度 7500，屋面坡 0.1。



图 13.45　网格输入

进入平面网格编辑菜单，检查数据，此处数据是自动生成的。

2. 设置标准榀

如图 13.46 所示，单击“设标准榀”选项，然后用鼠标选择需要设置的标准榀，并进行归类，将边榀设为一标准榀，将中间榀设置为一标准榀。

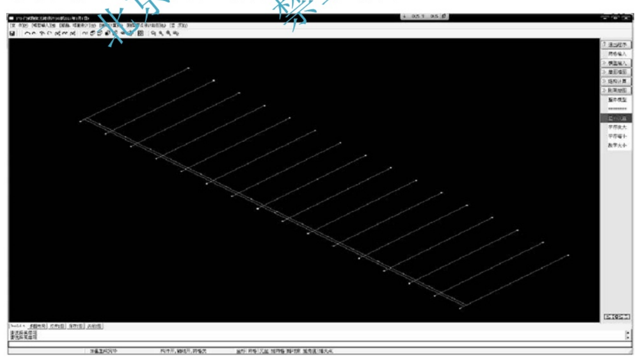


图 13.46　设标准榀

3. 立面编辑

依次选择“立面编辑”|“网格生成”|“快速建模”|“门式刚架”命令，输入相关的数据，如图 13.47 所示，如果刚架分段不等分，可以在“左坡分段方式”下拉菜单内选择不等分，然后在“左坡分段比”下拉菜单内输入相应的数据。

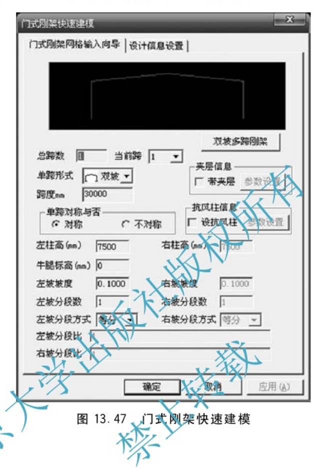


图 13.47 门式刚架快速建模

4. 系杆布置

如图 13.48 所示，单击“增加”按钮选择已知的构件型号，如薄壁杆。修改型号尺寸后进行布置，边榀要设抗风柱，单击抗风柱信息，将抗风柱改为 3，勾选“等间距布置”复选框，结果如图 13.49 所示。



图 13.48 STS 系杆截面定义

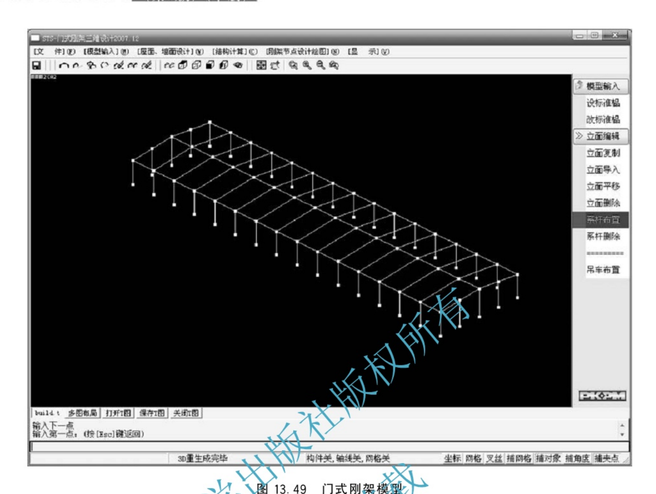


图 13.49　门式刚架模型

修改“设计信息设置”选项卡，如图 13.50 所示。

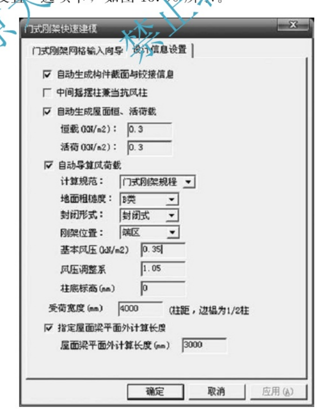


图 13.50　设计信息设置

5. 布置支撑

依次选择“屋面墙面”|“交互布置”|“布置支撑”命令，然后单击要布置的屋面和梁，其他支撑可以选择“拷贝支撑”命令，如图 13.51 所示。

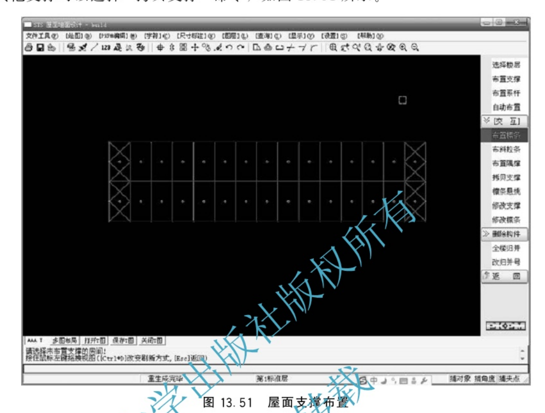


图 13.51　屋面支撑布置

单击墙面构件，选择布置的墙面，单击自动布置，根据要求修改墙面构件信息，然后确定，如图 13.52 所示。

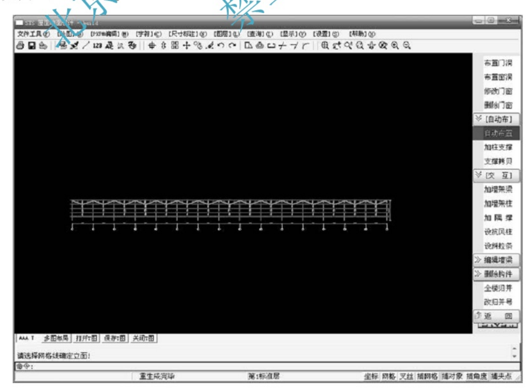
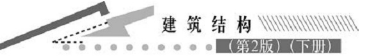


图 13.52　墙面支撑布置



其他檩条选择“自动布置”命令，布置结果如图 13.53 所示。

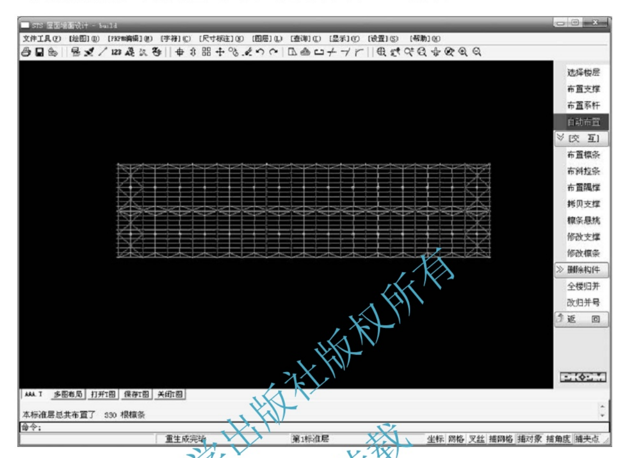


图 13.53 檩条自动布置

选择“布置门洞”命令，选择需布置门洞的房间，加柱支撑。

然后依次选择“返回”|“墙面构件”命令，选择另一方向墙面进行布置。

6. 其他墙面

单击“返回”按钮利用墙面拷贝布置其他墙面。

依次选择“围护构件”|“交互布置”|“墙面构件”|“檩条优化”(注意设置好檩条优化参数)|“檩条计算”|“隅撑计算”命令，完成后单击“退出”按钮即可。然后进行墙面构件的优化和计算。

依次选择“支撑”|“屋面支撑”|选择杆系|“支撑计算”命令，按 Enter 键自动打开 ZC.OUT 文件查看验算结果，如图 13.54 所示。

然后进行“柱间支撑”的“支撑计算”，查看 ZC1.OUT。

7. 抗风柱计算

单击“返回”按钮进行抗风柱的计算，单击“点取计算”按钮，选择抗风柱，然后再单击“计算”按钮查看 KFZ1.OUT 文件即可。

单击“返回”按钮后依次选择“绘制布置图”|“继续”|“屋面构件”|“墙架”命令。“存图退出”后进行“统计报价”，如图 13.55 所示。单击“参数输入”修改“设计规”和“结构类”，如图 13.56 所示。

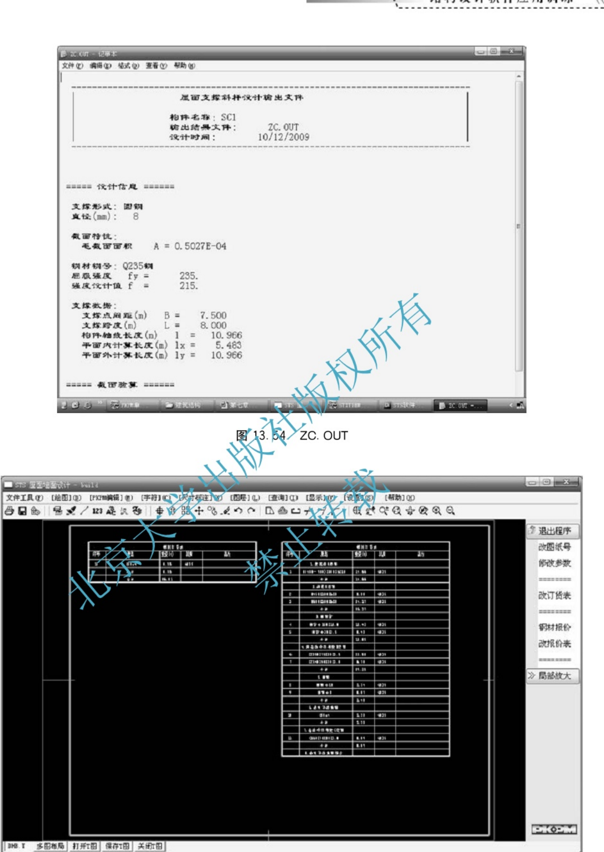


图 13.54 ZC.OUT

图 13.55 统计报价

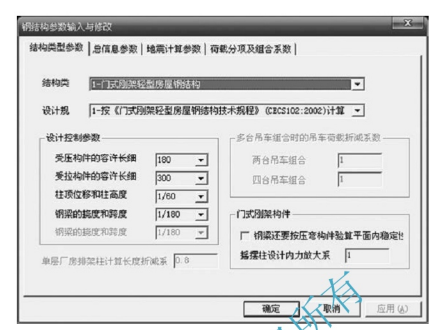


图 13.56 参数设置

8. 截面优化

在“计算简图”内检查荷载信息，无误后运行“截面优化”命令，然后单击“结构计算”选项，默认文件名：PK11.out，如图 13.57 所示，检查内力图。

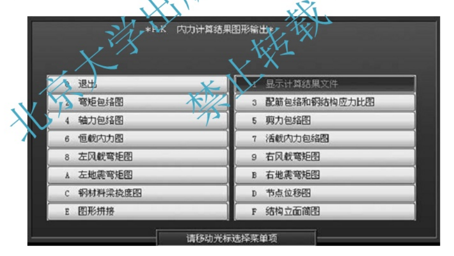


图 13.57 PK11.out

特别提示

(1) 截面优化时截面分组尤为重要，好的分组可以节省材料。

(2) 优化信息可以在文件 optimize.txt 中查阅。

9. 结构计算和施工图

依次选择“结构计算”|“自动计算”命令，完成后再依次选择“查询立面”|“选择立面”|“计算结果”命令，如图 13.58 所示。

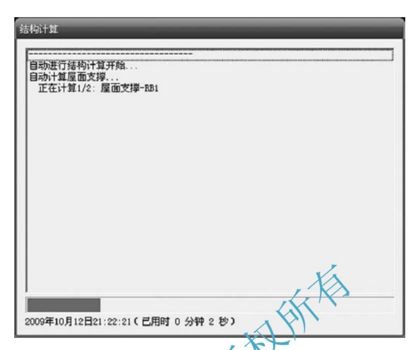


图 13.58　结构计算

依次选择“刚架绘图”|“绘施工图”|“选择节点类型”|“确定出图”|“选择图纸”命令，如图 13.59 和图 13.60 所示。

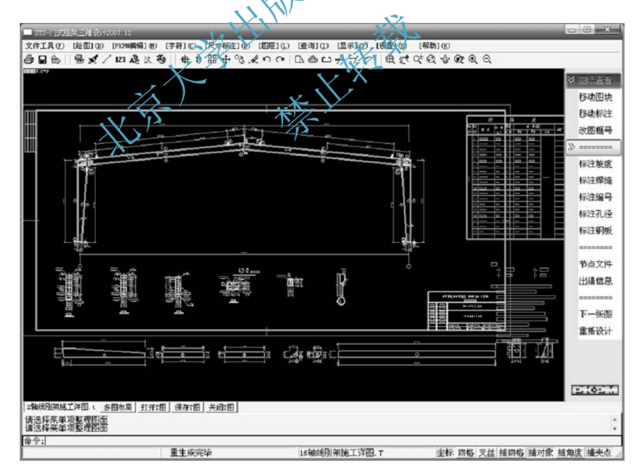


图 13.59　刚架施工图

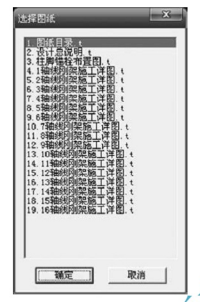


图 13.60　施工图汇总



特别提示

(1) PK 为二维软件。

(2) 设计控制参数可查阅规范。

门式刚架有二维建模和三维建模，过程基本类似，钢框架建模可参考框架建模，注意材料的选择即可。

对于初学者，可以先不考虑具体参数的设置，先熟悉操作流程。熟练后再查阅相关书籍，了解和设置参数。



应用案例 13-4

【案例概况】

如图 13.61～图 13.63 所示，计算内力图，绘制框架施工图。

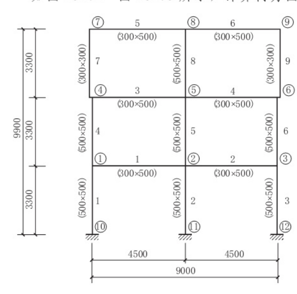


图 13.61　框架立面图

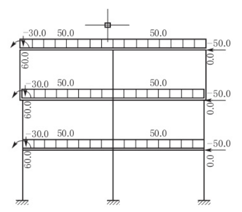


图 13.62　恒载图

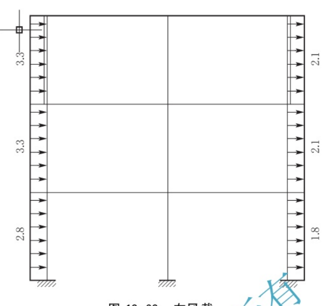


图 13.63 左风载

【案例解析】

依次选择“结构”|“PK”|“数据输入和计算”|“框架绘图”|“绘制施工图”|“梁、柱施工图”命令。

应用案例 13-5

【案例概况】

雨棚计算：悬挑板宽度 L_s = 2100mm，过梁深入支座强度 D = 240mm，混凝土和墙自重均为 25kN/m³，悬挑板上活荷载标准值 C_q = 0.7kN/m²，混凝土选用 C30，钢筋 f_y = 300，其他如图 13.64 所示。

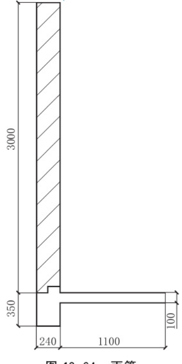


图 13.64 雨篷

【案例解析】

运行“砌体结构”|“砌体结构混凝土构件辅助设计”命令，按要求填入即可。



本模块小结

PKPM结构软件经过数十年的发展，已经具备了相当强大的功能，本模块最多起到抛砖引玉的作用，经过本模块的学习，能了解利用此软件进行结构设计的主要步骤，粗略掌握框架结构、砌体结构、门式刚架结构的设计即可。

结构设计软件种类也较多，但在设计过程中大同小异，可以举一反三地学习。

本模块中未介绍的词语或符号等，可以查阅相关书籍。



综合实训

一、实训目标

通过实训，让学生将所学的相对琐碎的知识系统地结合起来，通过模型的建立和审查提高对本门课程的综合掌握能力，并提高学生的动手能力和PKPM结构设计软件的熟练程度。

二、实训要求及态度养成

(1) 独立完成，根据要求按时完成实训课程。

(2) 多讨论多提问，达到会、熟的目的。

(3) 多参考书籍和相关的资料，借此深入学习并提高准确度。

三、实训内容

1. 案例概况

某办公楼共7层，框剪结构，平面图如图13.65～图13.67所示。层高3.3m，基本风压0.4kN/m²，基本雪压0.5kN/m²。土层为黏土层，建筑场地类别为Ⅱ类。根据《建筑结构荷载规范》，楼屋面活荷载如表13-1所示。

表13-1 楼屋面活荷载

类别	标准值/(kN/m²)
卫生间	2.0
楼梯	2.5

楼面恒荷载：4.60kN/m²；屋面恒荷载：5.50kN/m²；抗震设防：烈度为7(0.01g)，第二组，结构抗震等级为三级。其他参考数据：柱尺寸500mm×500mm，梁尺寸400mm×500mm，次梁的尺寸和位置可根据结构安全需要自行设置，板厚120mm。

2. 实训编制内容及成果

(1) 梁、柱平法施工图。

(2) 各层的结构平面施工图。

(3) 基础施工图，可选用独立基础，其他参数默认数值即可。

(4) 楼梯施工图，③、④轴线之间为电梯；⑤、⑥轴线之间为普通双跑楼梯。

(5) 某榀框架施工图(选做，可做③轴线)。

(6) 利用 PK 模块计算某轴线的内力(选做)。

四、实训组织

对于初学者来说，可将实训的时间定为12课时左右，具体时间安排建议如下：

(1) 人机交互建模(2课时)。

(2) 检查荷载，数据验算(2课时)。

(3) 绘制结构平面图和梁、柱的平法施工图，并对图片进行后期处理(2课时)。

(4) 基础和楼梯的建模以及绘制各自的施工图(2课时)。

(5) 绘制单榀框架施工图或计算某轴线的内力(2课时)。

(6) 总结，交图(2课时)。

五、实训成绩评定

实训成绩评定如表13-2所示。

表13-2 实训成绩评定

评定要素	说明	比例
态度素养	如出勤、纪律等对实训的认真态度	20%
成果	设计内容的完整性、准确性和灵活性等	70%
其他素养	如完成的速度、深入程度、对软件的熟练程度等	10%

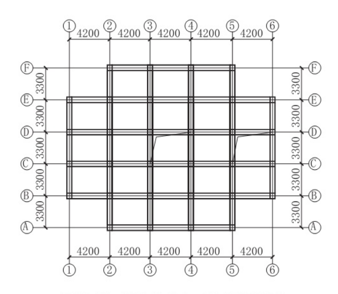


图13.65 某办公楼1～5层平面简图

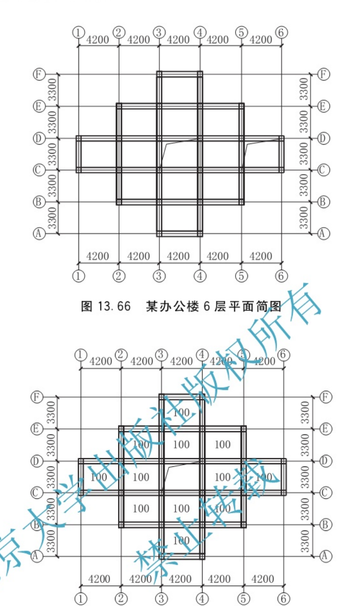


图 13.66　某办公楼 6 层平面简图

图 13.67　某办公楼 7 层平面简图

附录 D　热轧不等边角钢组合截面特性表

表 D-1　热轧不等边角钢组合截面特性表(按 GB/T 706—2008 计算)

两角钢的质量/(kg/m)	长肢相连时绕 $y—y$ 轴回转半径 i_y/cm								短肢相连时绕				
	a= 0mm	a= 4mm	a= 6mm	a= 8mm	a= 10mm	a= 12mm	a= 14mm	a= 16mm	a= 0mm	a= 4mm	a= 6mm	a= 8mm	a= 10m
1.82	0.61	0.76	0.84	0.93	1.02	1.11	1.20	1.30	1.16	1.32	1.40	1.48	1.5
2.35	0.63	0.78	0.87	0.96	1.05	1.14	1.23	1.33	1.18	1.34	1.42	1.51	1.6
2.24	0.74	0.89	0.97	1.05	1.14	1.23	1.32	1.41	1.48	1.63	1.71	1.79	1.8
3.04	0.76	0.91	0.99	1.08	1.16	1.25	1.34	1.44	1.50	1.66	1.74	1.82	1.9
2.97	0.92	1.06	1.13	1.21	1.30	1.38	1.47	1.56	1.84	1.99	2.07	2.14	2.2
3.87	0.93	1.08	1.16	1.24	1.32	1.41	1.50	1.58	1.86	2.01	2.09	2.17	2.2
3.37	1.02	1.15	1.23	1.31	1.39	1.47	1.56	1.64	2.06	2.21	2.28	2.36	2.4
4.41	1.03	1.18	1.25	1.33	1.41	1.50	1.59	1.67	2.08	2.23	2.31	2.39	2.4
3.82	1.17	1.30	1.37	1.45	1.53	1.61	1.69	1.78	2.27	2.41	2.49	2.56	2.6
4.99	1.18	1.32	1.40	1.47	1.55	1.64	1.72	1.81	2.29	2.44	2.51	2.59	2.6
4.31	1.31	1.44	1.51	1.59	1.66	1.74	1.83	1.91	2.53	2.67	2.75	2.82	2.9
5.64	1.33	1.46	1.53	1.61	1.69	1.77	1.85	1.94	2.55	2.70	2.77	2.85	2.9
6.93	1.34	1.48	1.56	1.63	1.71	1.79	1.88	1.96	2.57	2.72	2.80	2.88	2.9
6.37	1.46	1.59	1.66	1.74	1.81	1.89	1.97	2.06	2.86	3.01	3.09	3.16	3.2
7.84	1.47	1.61	1.68	1.76	1.84	1.92	2.00	2.08	2.89	3.03	3.11	3.19	3.2
9.28	1.49	1.63	1.71	1.78	1.86	1.94	2.03	2.11	2.91	3.06	3.13	3.21	3.2
10.68	1.51	1.65	1.73	1.81	1.89	1.97	2.05	2.14	2.93	3.08	3.16	3.24	3.3
7.15	1.64	1.77	1.84	1.91	1.99	2.07	2.15	2.23	3.17	3.31	3.39	3.46	3.5
8.81	1.66	1.79	1.86	1.94	2.01	2.09	2.17	2.25	3.19	3.34	3.41	3.49	3.5
10.43	1.67	1.81	1.88	1.96	2.04	2.11	2.20	2.28	3.21	3.36	3.44	3.51	3.5

两角钢的质量/(kg/m)	长肢相连时绕 y—y 轴回转半径 i_y/cm								短肢相连时绕				
	a= 0mm	a= 4mm	a= 6mm	a= 8mm	a= 10mm	a= 12mm	a= 14mm	a= 16mm	a= 0mm	a= 4mm	a= 6mm	a= 8mm	a= 10m
9.62	1.85	1.99	2.06	2.13	2.20	2.28	2.36	2.44	3.39	3.53	3.60	3.68	3.7
11.40	1.87	2.00	2.08	2.15	2.23	2.30	2.38	2.46	3.41	3.55	3.63	3.70	3.7
14.86	1.90	2.04	2.12	2.19	2.27	2.35	2.43	2.51	3.45	3.60	3.67	3.75	3.8
18.20	1.94	2.08	2.16	2.24	2.31	2.40	2.48	2.56	3.49	3.64	3.71	3.79	3.8
10.01	1.82	1.95	2.02	2.09	2.17	2.24	2.32	2.40	3.66	3.80	3.88	3.95	4.0
11.87	1.83	1.97	2.04	2.11	2.19	2.27	2.34	2.43	3.68	3.82	3.90	3.98	4.0
13.70	1.85	1.99	2.06	2.13	2.21	2.29	2.37	2.45	3.70	3.85	3.92	4.00	4.0
15.49	1.86	2.00	2.08	2.15	2.23	2.31	2.39	2.47	3.72	3.87	3.94	4.02	4.1
11.32	2.02	2.15	2.22	2.29	2.36	2.44	2.52	2.59	4.10	4.25	4.32	4.39	4.4
13.43	2.04	2.17	2.24	2.31	2.39	2.46	2.54	2.62	4.12	4.27	4.34	4.42	4.5
15.51	2.05	2.19	2.26	2.33	2.41	2.48	2.56	2.64	4.15	4.29	4.37	4.44	4.5
17.56	2.07	2.21	2.28	2.35	2.43	2.51	2.59	2.67	4.17	4.31	4.39	4.47	4.5
15.10	2.29	2.42	2.49	2.56	2.63	2.71	2.78	2.86	4.56	4.70	4.77	4.85	4.9
17.44	2.31	2.44	2.51	2.58	2.65	2.73	2.80	2.88	4.58	4.72	4.80	4.87	4.9
19.76	2.32	2.46	2.53	2.60	2.67	2.75	2.83	2.91	4.60	4.75	4.82	4.90	4.9
24.28	2.35	2.49	2.57	2.64	2.72	2.79	2.87	2.95	4.64	4.79	4.86	4.94	5.0
16.70	3.11	3.24	3.31	3.38	3.45	3.52	3.59	3.67	4.33	4.47	4.54	4.62	4.6
19.31	3.12	3.26	3.32	3.39	3.47	3.54	3.61	3.69	4.35	4.49	4.57	4.64	4.7

两角钢的质量/(kg/m)	长肢相连时绕 y—y 轴回转半径 i_y/cm								短肢相连时绕				
	$a=$ 0mm	$a=$ 4mm	$a=$ 6mm	$a=$ 8mm	$a=$ 10mm	$a=$ 12mm	$a=$ 14mm	$a=$ 16mm	$a=$ 0mm	$a=$ 4mm	$a=$ 6mm	$a=$ 8mm	$a=$ 10m
16.70	2.55	2.68	2.74	2.81	2.88	2.96	3.03	3.11	5.00	5.14	5.21	5.29	5.3
19.31	2.56	2.69	2.76	2.83	2.90	2.98	3.05	3.13	5.02	5.16	5.24	5.31	5.3
21.89	2.58	2.71	2.78	2.85	2.92	3.00	3.07	3.15	5.04	5.19	5.26	5.34	5.4
26.95	2.61	2.74	2.82	2.89	2.96	3.04	3.12	3.19	5.08	5.23	5.30	5.38	5.4
22.13	2.92	3.05	3.13	3.18	3.25	3.33	3.40	3.47	5.68	5.82	5.90	5.97	6.0
25.10	2.94	3.07	3.15	3.20	3.27	3.35	3.42	3.49	5.70	5.85	5.92	5.99	6.0
30.95	2.97	3.10	3.17	3.24	3.31	3.39	3.46	3.54	5.74	5.89	5.96	6.04	6.1
36.66	3.00	3.13	3.20	3.28	3.35	3.43	3.50	3.58	5.78	5.93	6.00	6.08	6.1
28.32	3.29	3.42	3.49	3.56	3.63	3.70	3.77	3.84	6.36	6.51	6.58	6.65	6.7
34.95	3.32	3.45	3.52	3.59	3.66	3.73	3.81	3.88	6.40	6.55	6.62	6.70	6.7
41.45	3.35	3.49	3.56	3.63	3.70	3.77	3.85	3.92	6.44	6.59	6.66	6.74	6.8
47.82	3.38	3.52	3.59	3.66	3.74	3.81	3.89	3.97	6.48	6.63	6.70	6.78	6.8
39.74	3.65	3.77	3.84	3.91	3.98	4.05	4.12	4.19	7.34	7.48	7.55	7.63	7.7
47.18	3.68	3.81	3.87	3.94	4.01	4.09	4.16	4.23	7.38	7.52	7.60	7.67	7.7
54.49	3.70	3.84	3.91	3.98	4.05	4.12	4.20	4.27	7.42	7.56	7.64	7.71	7.7
61.67	3.74	3.87	3.94	4.02	4.09	4.16	4.24	4.31	7.45	7.60	7.68	7.75	7.8
44.55	3.97	4.10	4.16	4.23	4.30	4.36	4.44	4.51	8.27	8.41	8.49	8.56	8.6
52.93	4.00	4.13	4.19	4.26	4.33	4.40	4.47	4.54	8.31	8.46	8.53	8.60	8.6
61.18	4.03	4.16	4.23	4.30	4.37	4.44	4.51	4.58	8.35	8.50	8.57	8.64	8.7
69.30	4.06	4.19	4.26	4.33	4.40	4.47	4.55	4.62	8.39	8.53	8.61	8.68	8.7
59.52	4.56	4.69	4.75	4.82	4.88	4.95	5.02	5.09	9.18	9.32	9.39	9.47	9.5

附录 E　轴心受压构件的截面分类

表 E－1　轴心受压构件的截面分类（板厚 t＜40mm）

截面形式和对应轴			类别
轧制，$b/h\leqslant 0.8$，对 x 轴	轧制，对任意轴		a 类
轧制，$b/h\leqslant 0.8$，对 y 轴	轧制，$b/h>0.8$，对 x，y 轴		b 类
焊接，翼缘为焰切边，对 x、y 轴	焊接，翼缘为轧制或剪切边，对 x 轴		
轧制，对 x、y 轴	轧制，对 x、y 轴		
轧制（等边角钢），对 x、y 轴	焊接，对任意轴		
轧制或焊接，对 x、y 轴	轧制截面和翼缘为焰切边的焊接截面，对 x、y 轴	焊接，翼缘为轧制或剪切边，对 x 轴	
焊接，对 x、y 轴	焊接，板件边缘焰割，对 x、y 轴		

续表

截面形式和对应轴		类别
格构式，对 x、y 轴		b类
焊接，翼缘为轧制或剪切边，对 y 轴	轧制或焊接，对 y 轴	c类
焊接，板件边缘为轧制或剪切，对 x、y 轴	焊接，板件宽厚比≤20 对 x、y 轴	

表 E-2　轴心受压构件的截面分类(板厚 $t\geqslant$40mm)

截面形式		对 x 轴	对 y 轴
轧制工形截面，$b/h\leqslant0.8$	$t_f<80$mm	b类	c类
	$t_f\geqslant80$mm	c类	d类
焊接工形截面，翼缘为轧制或剪切边		c类	d类

附录F　截面塑性发展系数 γ_x、γ_y

表F-1　截面塑性发展系数 γ_x、γ_y

项次	截面形式	γ_x	γ_y
1		1.05	1.2
2			1.05
3		$\gamma_{x1}=1.05$ $\gamma_{x2}=1.2$	1.2
4			1.05
5		1.2	1.2
6		1.15	1.15
7		1.0	1.05
8			1.0

注：当压弯构件受压翼缘的自由外伸宽度与其厚度之比大于 $13\sqrt{235/f_y}$，而不超过 $15\sqrt{235/f_y}$时，应取 $\gamma_x=1.0$

附录 G　轴心受压构件的稳定系数(Q235 钢)

表 G-1　a 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\sqrt{\frac{f_y}{235}}\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.998	0.997	0.996
10	0.995	0.994	0.993	0.992	0.991	0.989	0.988	0.986	0.985	0.983
20	0.981	0.979	0.977	0.976	0.974	0.972	0.970	0.968	0.966	0.964
30	0.963	0.961	0.959	0.957	0.955	0.952	0.950	0.948	0.946	0.944
40	0.941	0.939	0.937	0.934	0.932	0.929	0.927	0.924	0.921	0.919
50	0.916	0.913	0.910	0.907	0.904	0.900	0.897	0.894	0.890	0.886
60	0.883	0.879	0.875	0.871	0.867	0.863	0.858	0.854	0.849	0.844
70	0.839	0.831	0.829	0.824	0.818	0.813	0.807	0.801	0.795	0.789
80	0.783	0.776	0.770	0.763	0.757	0.750	0.743	0.736	0.728	0.721
90	0.714	0.706	0.699	0.691	0.684	0.676	0.668	0.661	0.653	0.645
100	0.638	0.630	0.622	0.615	0.607	0.600	0.592	0.585	0.577	0.570
110	0.563	0.555	0.548	0541	0.534	0.527	0.520	0.514	0.507	0.500
120	0.494	0.488	0.481	0.475	0.469	0.463	0.457	0.451	0.445	0.440
130	0.134	0.429	0.423	0.418	0.412	0.407	0.402	0.397	0.392	0.387
140	0.383	0.378	0.373	0.369	0.364	0.360	0.356	0.351	0.347	0.343
150	0.339	0.335	0.331	0.327	0.323	0.320	0.316	0.312	0.309	0.305
160	0.302	0.298	0.295	0.292	0.289	0.285	0.282	0.279	0.276	0.273
170	0.270	0.267	0.264	0.262	0.259	0.256	0.253	0.251	0.248	0.246
180	0.243	0.241	0.238	0.236	0.233	0.231	0.229	0.226	0.224	0.222
190	0.220	0.218	0.215	0.213	0.211	0.209	0.207	0.205	0.203	0.201
200	0.199	0.198	0.196	0.194	0.192	0.190	0.189	0.187	0.185	0.183
210	0.182	0.180	0.179	0.177	0.175	0.174	0.172	0.171	0.169	0.168
220	0.166	0.165	0.164	0.162	0.161	0.159	0.158	0.157	0.155	0.154
230	0.153	0.152	0.150	0.149	0.148	0.147	0.146	0.144	0.143	0.142
240	0.141	0.140	0.139	0.138	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131
250	0.130	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表 G-2　b 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\sqrt{\frac{f_y}{235}}\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.994
10	0.992	0.991	0.989	0.987	0.985	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973
20	0.970	0.967	0.963	0.960	0.957	0.953	0.950	0.946	0.943	0.939
30	0.936	0.932	0.929	0.925	0.922	0.918	0.914	0.910	0.906	0.903
40	0.899	0.895	0.891	0.887	0.882	0.878	0.874	0.870	0.865	0.861
50	0.856	0.852	0.847	0.842	0.838	0.833	0.828	0.823	0.818	0.813
60	0.817	0.802	0.797	0.791	0.786	0.780	0.774	0.769	0.763	0.757
70	0.751	0.745	0.739	0.732	0.726	0.720	0.714	0.707	0.701	0.694
80	0.688	0.681	0.675	0.668	0.661	0.655	0.648	0.641	0.635	0.628

续表

$\sqrt{\frac{f_y}{235}}\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
90	0.621	0.614	0.608	0.601	0.594	0.588	0.581	0.575	0.568	0.561
100	0.555	0.549	0.542	0.536	0.529	0.523	0.517	0.511	0.505	0.499
110	0.493	0.487	0.481	0.475	0.470	0.464	0.458	0.453	0.447	0.442
120	0.437	0.432	0.426	0.421	0.416	0.411	0.406	0.402	0.397	0.392
130	0.387	0.383	0.378	0.374	0.370	0.365	0.361	0.357	0.353	0.349
140	0.345	0.341	0.337	0.333	0.329	0.326	0.322	0.318	0.315	0.311
150	0.308	0.304	0.301	0.298	0.295	0.291	0.288	0.285	0.282	0.279
160	0.276	0.273	0.270	0.267	0.265	0.226	0.259	0.256	0.254	0.251
170	0.249	0.246	0.244	0.241	0.239	0.236	0.234	0.232	0.229	0.227
180	0.225	0.223	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212	0.210	0.208	0.206
190	0.204	0.202	0.200	0.198	0.197	0.195	0.193	0.191	0.190	0.188
200	0.186	0.184	0.183	0.181	0.180	0.178	0.176	0.175	0.173	0.172
210	0.170	0.169	0.167	0.166	0.165	0.163	0.162	0.160	0.159	0.158
220	0.156	0.155	0.154	0.153	0.151	0.150	0.149	0.148	0.146	0.145
230	0.144	0.143	0.142	0.141	0.140	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134
240	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124
250	0.123	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表 G－3　c类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\sqrt{\frac{f_y}{235}}\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.993
10	0.992	9.990	0.988	0.986	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973	0.970
20	0.966	0.959	0.953	0.947	0.940	0.934	0.928	0.921	0.915	0.909
30	0.902	0.896	0.890	0.884	0.877	0.871	0.865	0.858	0.852	0.846
40	0.839	0.833	0.826	0.820	0.814	0.807	0.801	0.794	0.788	0.781
50	0.775	0.768	0.762	0.755	0.748	0.742	0.735	0.729	0.722	0.715
60	0.709	0.702	0.695	0.689	0.682	0.676	0.669	0.662	0.656	0.649
70	0.643	0.636	0.629	0.623	0.616	0.610	0.604	0.597	0.591	0.584
80	0.578	0.572	0.566	0.559	0.553	0.547	0.541	0.535	0.529	0.523
90	0.517	0.511	0.505	0.500	0.494	0.488	0.483	0.477	0.472	0.467
100	0.463	0.458	0.454	0.449	0.445	0.441	0.436	0.432	0.428	0.423
110	0.419	0.415	0.411	0.407	0.403	0.399	0.395	0.391	0.387	0.383
120	0.379	0.375	0.371	0.367	0.364	0.360	0.356	0.353	0.349	0.346
130	0.342	0.339	0.335	0.332	0.328	0.325	0.322	0.319	0.315	0.312
140	0.309	0.306	0.303	0.300	0.297	0.294	0.291	0.288	0.285	0.282
150	0.280	0.277	0.274	0.271	0.269	0.266	0.264	0.261	0.258	0.256

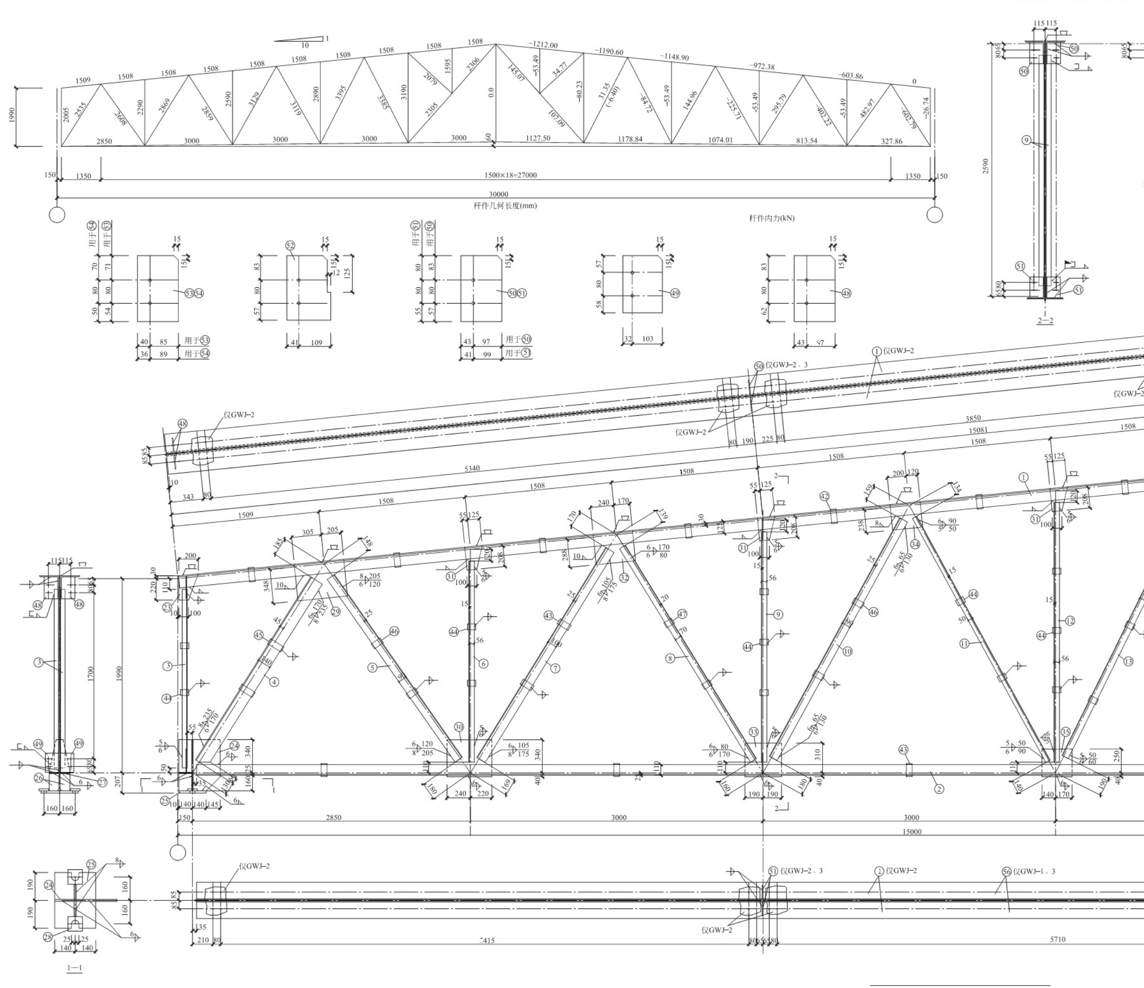
续表

$\sqrt{\frac{f_y}{235}}\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
160	0.254	0.251	0.249	0.246	0.244	0.242	0.239	0.237	0.235	0.233
170	0.230	0.228	0.226	0.224	0.222	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212
180	0.210	0.208	0.206	0.205	0.203	0.201	0.199	0.197	0.196	0.194
190	0.192	0.190	0.189	0.187	0.186	0.184	0.182	0.181	0.179	0.175
200	0.176	0.175	0.173	0.172	0.170	0.169	0.168	0.166	0.165	0.163
210	0.162	0.161	0.159	0.158	0.157	0.156	0.154	0.153	0.152	0.151
220	0.150	0.148	0.147	0.146	0.145	0.144	0.143	0.142	0.140	0.139
230	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129
240	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124	0.124	0.123	0.122	0.121	0.120
250	0.119	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表 G-4　d类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

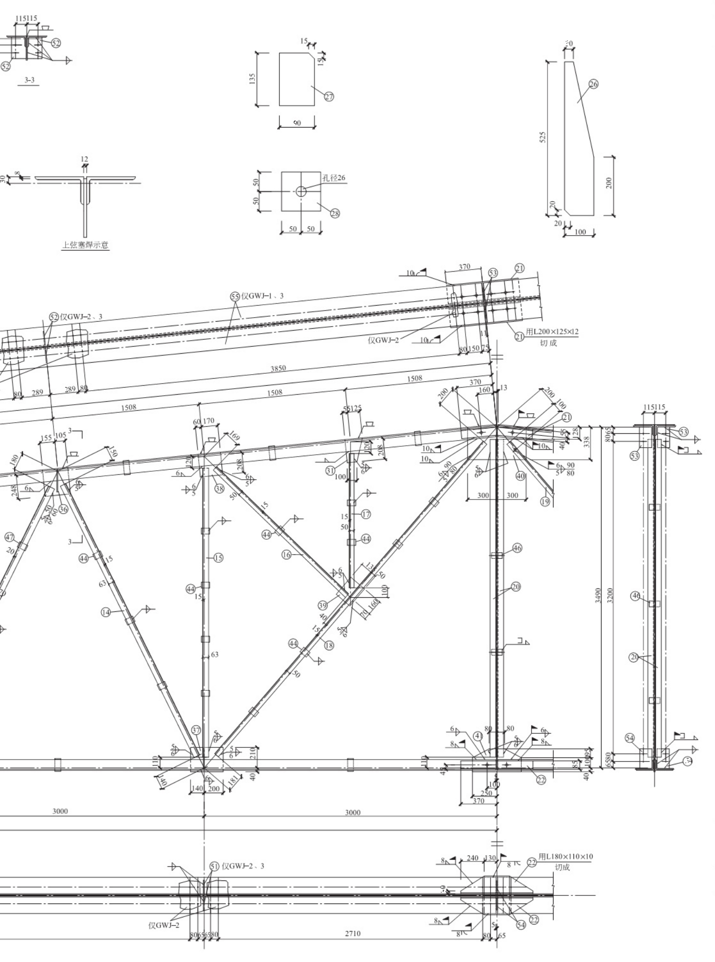
$\sqrt{\frac{f_y}{235}}\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.996	0.994	0.992	0.990	0.987
10	0.984	0.981	0.978	0.974	0.969	0.965	0.960	0.955	0.949	0.944
20	0.937	0.927	0.918	0.909	0.900	0.891	0.883	0.874	0.865	0.857
30	0.848	0.840	0.831	0.823	0.815	0.807	0.799	0.790	0.782	0.774
40	0.766	0.759	0.751	0.763	0.735	0.728	0.720	0.712	0.705	0.697
50	0.690	0.683	0.675	0.668	0.661	0.654	0.646	0.639	0.632	0.625
60	0.618	0.612	0.605	0.598	0.591	0.585	0.578	0.572	0.565	0.559
70	0.552	0.546	0.540	0.534	0.528	0.522	0.516	0.510	0.504	0.498
80	0.493	0.487	0.481	0.476	0.470	0.465	0.460	0.454	0.449	0.444
90	0.439	0.434	0.429	0.424	0.419	0.414	0.410	0.405	0.401	0.397
100	0.394	0.390	0.387	0.383	0.380	0.376	0.373	0.370	0.366	0.363
110	0.359	0.356	0.353	0.350	0.346	0.343	0.340	0.337	0.334	0.331
120	0.328	0.325	0.322	0.319	0.316	0.313	0.310	0.307	0.304	0.301
130	0.299	0.296	0.293	0.290	0.288	0.285	0.282	0.280	0.277	0.275
140	0.272	0.270	0.267	0.265	0.262	0.260	0.258	0.255	0.253	0.251
150	0.248	0.246	0.244	0.242	0.240	0.237	0.235	0.233	0.231	0.229
160	0.227	0.225	0.223	0.221	0.219	0.217	0.215	0.213	0.212	0.210
170	0.208	0.206	0.204	0.203	0.201	0.199	0.197	0.196	0.194	0.192
180	0.191	0.189	0.188	0.186	0.184	0.183	0.181	0.180	0.178	0.177
190	0.176	0.174	0.173	0.171	0.170	0.168	0.167	0.166	0.164	0.163
200	0.162	—	—	—	—	—	—	—	—	—

附图　某工业厂



1500×18=27000
30000
杆件几何长度(mm)
杆件内力(kN)
用于㊿
用于51
用于53
用于54
仅GWJ–2
仅GWJ–2、3
仅GWJ–1、3
2—2
1—1

房钢屋架施工图



材料表								
构件编号	零件号	断面	长度(m)	数量		重量(kg)		
				正	反	每个	共计	合计
GWJ-2	1	2∟200×125×12	15060	2	2	448.2	1793	4733
	2	2∟180×110×10	14810	2	2	329.9	1320	
	3	2∟50×5	1830	4		6.9	28	
	4	2∟140×90×10	2220	2	2	38.8	155	
	5	2∟90×7	2280	4		22.0	88	
	6	2∟56×5	2060	4	8.8	35		
	7	2∟100×7	2530	4		27.4	110	
	8	2∟70×5	2530	4		13.8	55	
	9	2∟56×5	2360	4		10.0	40	
	10	2∟90×7	2790	4		26.9	108	
	11	2∟50×5	2845	4		10.7	43	
	12	2∟56×5	2660	4		11.3	45	
	13	2∟70×5	3025	4		16.3	65	
	14	2∟63×5	3095	4		14.9	60	
	15	2∟63×5	2960	4		14.3	57	
	16	2∟50×5	1870	4		7.1	28	
	17	2∟50×5	1375	4		5.2	21	
	18	2∟50×5	4230	2		16.0	32	
	19	2∟50×5	4230	1	1	16.0	32	
	20	2∟63×5	3245	2		15.7	31	
	21	2∟200×125×12	740	2		22.0	44	
	22	2∟180×110×10	740	2		16.5	33	
	23	—200×12	250	2		4.7	9	
	24	—425×14	525	2		24.5	49	
	25	—280×22	380	2		18.4	37	
	26	—100×14	525	4		5.8	23	
	27	—90×14	135	4		1.3	5	
	28	—100×22	100	4		1.7	7	
	29	—370×12	510	2		17.8	36	
	30	—380×12	460	2		16.5	33	
	31	—180×12	230	8		3.9	31	
	32	—310×12	410	2		12.0	24	
	33	—350×12	380	2		12.5	25	
	34	—260×12	320	2		7.8	16	
	35	—290×12	310	2		8.5	17	
	36	—260×12	270	2		6.6	13	
	37	—250×12	340	2		8.0	16	
	38	—230×12	230	2		5.0	10	
	39	—185×12	230	2		4.0	8	
	40	—360×12	600	1		20.3	20	
	41	—235×12	500	1		11.1	11	
	42	—60×12	145	20		0.8	16	
	43	—60×12	130	14		0.7	10	
	44	—60×12	85	52		0.5	25	
	45	—60×12	160	4		0.9	4	
	46	—60×12	110	13		0.6	8	
	47	—60×12	90	10		0.5	5	
	48	—140×8	225	4		2	8	
	49	—135×8	195	4		1.7	7	
	50	—140×8	220	4		1.9	8	
	51	—140×8	215	8		1.9	15	
	52	—150×8	220	4		2	8	
	53	—125×8	205	2		1.6	3	
	54	—125×8	200	2		1.6	3	
GWJ-1	55	2∟200×125×12	15060	2	2	448.2	1793	4702
	56	2∟180×110×10	14810	2	2	329.9	1320	
	3-49、53、54 与 GWJ-2 相同							
GWJ-3	3-54 与 GWJ-2 相同							4733
	55、56 与 GWJ-1 相同							

说明：1. 图中中未注明的角焊缝焊脚尺寸均为 5mm；未注明长度的焊缝均满焊。
2. 未注明的螺栓均为 M20 孔径 21.5mm。
3. 钢材选用 Q235-B。
4. 焊条采用 E43 型，手工焊。
5. 外露部分刷防锈底漆两度，醇酸磁漆两度。
6. 本图尺寸以 mm 计，内力以 kN 计。